

平成 26 年度修士論文

既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の 耐震壁開口新設の影響と補強効果

首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 建築学域

13886412 大関 修平

指導教員 高木 次郎

目次

第 1 章	序論	
1.1	背景	3
1.2	目的	4
1.3	論文構成	5
第 2 章	壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の概要	
2.1	壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の構成	7
2.2	検討対象建物の概要	12
第 3 章	張間方向の 2 次元数値解析モデル	
3.1	架構概要	17
3.2	接合部ばねの概要	19
3.3	解析結果と考察	25
第 4 章	新設開口位置による耐震性能への影響評価	
4.1	開口新設した解析モデルの比較概要	30
4.2	5 通り架構耐震壁開口新設	32
4.3	3 通り架構耐震壁開口新設	36
4.4	全体考察	39
第 5 章	簡易補強方法の提案	
5.1	補強概要	41
5.2	補強部材ディテール	45
5.3	補強を考慮した解析モデル	59
5.4	解析結果と考察	61
第 6 章	基礎浮上りの検討	
6.1	基礎浮上り検討解析モデルの概要	69
6.2	解析結果と考察	73
6.3	必要保有水平耐力との比較	75
第 7 章	結論	88
	参考文献	90
	謝辞	91

第 1 章 序論

1.1 背景

1.2 目的

1.3 論文構成

第1章 序論

1.1 背景

日本における壁式鉄筋コンクリート構造集合住宅は、第二次世界大戦後の住宅不足解消を目的として1960年代半ばから全国的に大量供給された。これらの集合住宅の構造は、現場打ちの壁式鉄筋コンクリート（WRC）構造と、工場で生産されたプレキャスト（PCa）板により構成される壁式プレキャスト鉄筋コンクリート（WPC）構造とに大別される。WRC構造は現場打ちのコンクリートであることから、地域や年代、施工状況などにより、強度及び配筋、打設状況や中性化などの劣化の程度にばらつきが大きい。その一方で、WPC構造集合住宅の躯体は管理が徹底された工場内で生産されていることから、その品質は格段に高く、かつ安定していると考えられる。WPC構造集合住宅建物は特に1970年から1975年にかけて毎年5万戸以上供給され、1980年までの累積供給住戸数は47万戸を超えている。これらのほとんどの建物が3階建て以上5階建て以下の中低層階段室型集合住宅である。そして、その多くは良質な構造躯体と高い耐震性能を維持したまま現存している。しかし、建設後30年以上経過した建物の狭小で画一的な住戸プランは現代の多様な生活様式に適合していない。また、エレベータがなく、バリアフリーになっていないなど、高層階居住者の肉体的負担も小さくない状況となっている。そこで、これらの優良住宅ストックを積極的に活用することは経済的で環境上好ましい住宅環境設備手段と考えられるため、既存WPC耐震壁に開口を新設し、住戸プランを改修するという提案がなされてきた。近年、ストック活用の重要性が唱えられ、大規模改修や増築による再生の動きも活発化しつつあるが、工場生産されたPCa板を接合して組み立てる特殊なWPC構造の耐震性能が十分に評価できておらず、既存PCa耐震壁板に開口を新設するという大規模な改修の妥当性が判断できていない。そのため、WPC構造集合住宅建物に関しては改修の実績がほとんどない。

そこで著者らは、WPC構造集合住宅建物の活用を目的として、現存する標準設計された建物を対象に、その張間方向および桁行方向の静的増分モデルを作成し、崩壊形と保有水平耐力を評価することで、その建物の耐震性能の評価を行ってきた¹⁻⁶⁾。具体的には、新設開口およびその補強を有するWPC耐震壁の実験が行われ¹⁾、それと共に実験の挙動を概ね評価できる解析モデルの一例が提示された^{2, 3)}。解析モデルでは、耐震壁を弾性線材に置換し、各接合部を弾塑性ばねとした。また、WPC構建造物はその特殊な構造形式から、PCaコンクリート板同士の接合部の評価が重要になる。水平接合部の引張方向の復元力特性については、実大スケールでの要素実験を行い、詳細な評価を行った⁴⁾。また、鉛直接合部の復元力特性については、既往研究を分析すると共に、ばらつきの大きいせん断強度および変形性状について、それらのモデル設定が建物挙動に与える影響を評価した⁵⁾。これらより作成した接合部の復元力特性について、必ずしも厳密な評価ができていないとは限らないが、利用可能な情報から工学的に概ね妥当と考えられる解析モデルを提示してきた。

第1章 序論

1.2 目的

本研究では、張間方向の解析モデルを用いて、耐震壁に開口新設した場合の建物への影響について考察する。様々な新設開口位置により評価を行うことで多様な住戸プランを検討するための一資料を提示する。また、既存建物脚部に簡易な補強を設けることで、開口新設により低下した建物の耐震性能の向上を図る。さらに、これまでは基礎は杭などと共に地盤と一体になっているものと仮定し、地上部のみを対象に地震時の建物の耐震性能を評価してきたが、基礎の浮き上がりによる建物の転倒を考慮した検討を行う。

以上より、WPC 構造集合住宅建物の開口新設を伴う改修の促進を図ることで、優良住宅ストックの活用の一助とすることを目的とする。

1.3 論文構成

以下に、本論文の構成と概要について示す。

第1章では、研究の背景と目的および論文構成を述べ、本研究の概要を示す。

第2章では、本論において検討対象とした WPC 構造建物の概要について述べる。検討対象建物は実在する「74-5PC-3DK (A9-3)」型の標準設計された地上5階建 WPC 構造集合住宅とする。WPC 構造は壁板と床板から構成され、それらを水平接合部や鉛直接合筋などで接合することで一体化する構法である。

第3章では、検討対象建物を2次元数値解析モデルに置換したものの詳細について述べる。新設開口設置の場合も含めて耐震性能を評価する目的で張間方向についてモデル化した。耐震壁を弾性線材に置換し、接合部を弾塑性ばねとした。地震荷重による崩壊形は、正方向載荷で境界梁のせん断破壊後の1階脚部の接合部の降伏を伴う鉛直接合部のせん断（ずれ）破壊であった。

第4章では、張間方向の解析モデルを用いて、新設開口位置による建物の耐震性能への影響を評価する。様々な新設開口位置を想定して解析を行う。各開口モデルの最大耐力のみに着目して無開口の場合に対する耐力の変化を確認し、考察する。

第5章では、既存建物の耐力向上を目的として、施工性や経済性を考慮し、既存建物脚部に簡易な補強部材を設置した場合の耐震性能評価を行う。脚部に設置する補強部材の設計を行い、その補強効果を考慮した解析モデルを作成する。これにより、建物の耐力や挙動の変化を考察し、評価する。

第6章では、地震時に対象建物が転倒する場合の挙動について考察する。これまでは対象建物の基礎は地盤と強固に一体化されているとして、地上部のみを対象に検討してきた。しかし、対象建物のように高度経済成長期に建設された WPC 構造集合住宅建物は杭の上に基礎が乗っているだけで、これらが一体化されているものは少なからず存在する。そのような場合は基礎ごと建物が転倒する可能性がある。そのため、基礎梁をモデル化した解析モデルを作成し、基礎梁の浮き上がりについて検討する。

第7章では、本研究の結論を述べる。

第2章 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の概要

2.1 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の構成

2.2 検討対象建物の概要

第2章 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の概要

2.1 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の構成

WPC 構造とは、工場で鉄筋コンクリート（RC）の壁板及び床板を作り、それらを現場に搬入して組み立てる工法のことである。その建設システムは、大型 PCa 板による 5 階建てまでの中層住宅である公共住宅用中層量産住宅システムが主流である。WPC 構造集合住宅建物の一住戸における PCa 板の床板と壁板の構成を図 2.1 に、図中の接合部詳細図を図 2.2 に示す。また、床板同士の接合の概要を図 2.3 に示す。図 2.4 には水平接合部、図 2.5 には鉛直接合部の詳細を示す。

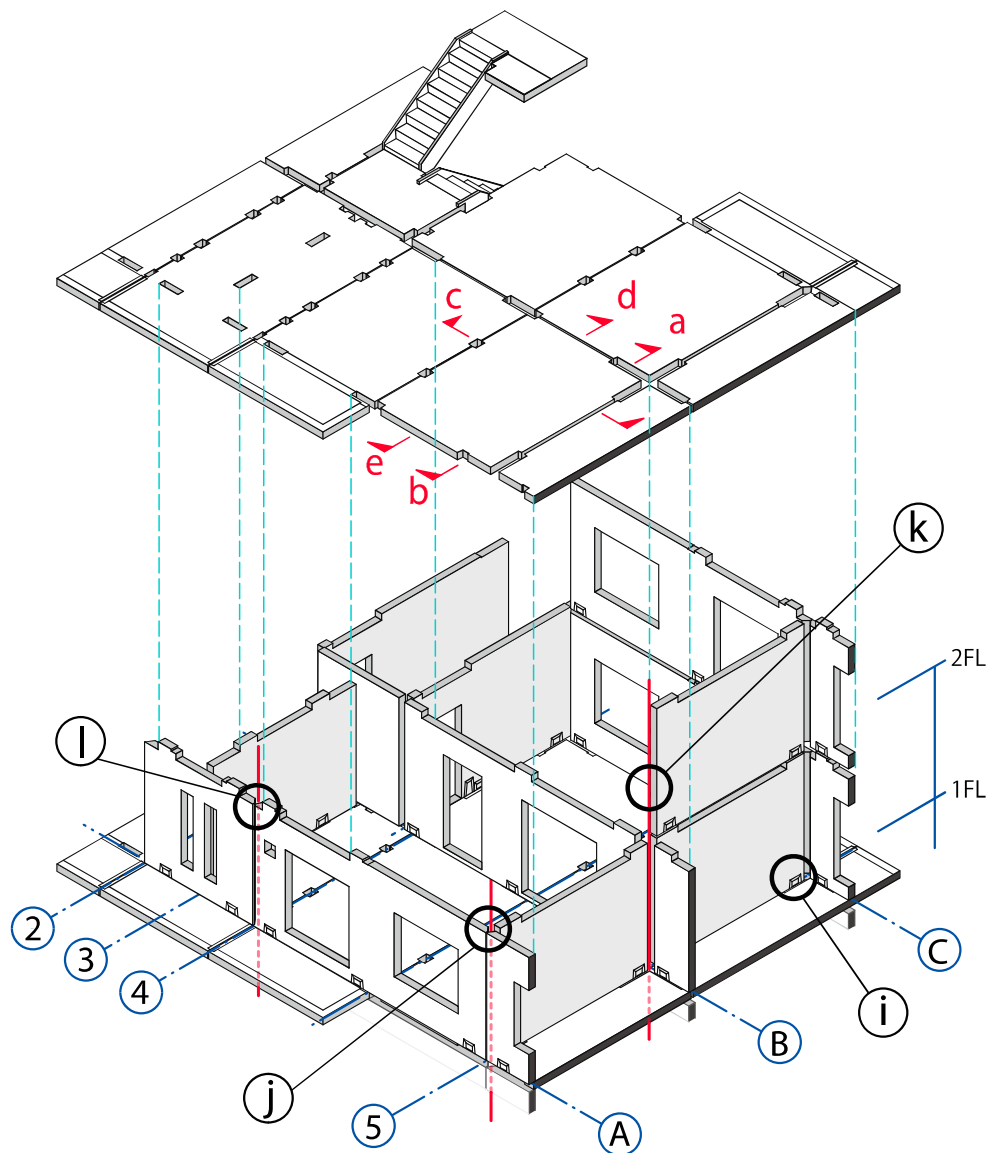


図 2.1 WPC 構造集合住宅建物一住戸の構成

第2章 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の概要

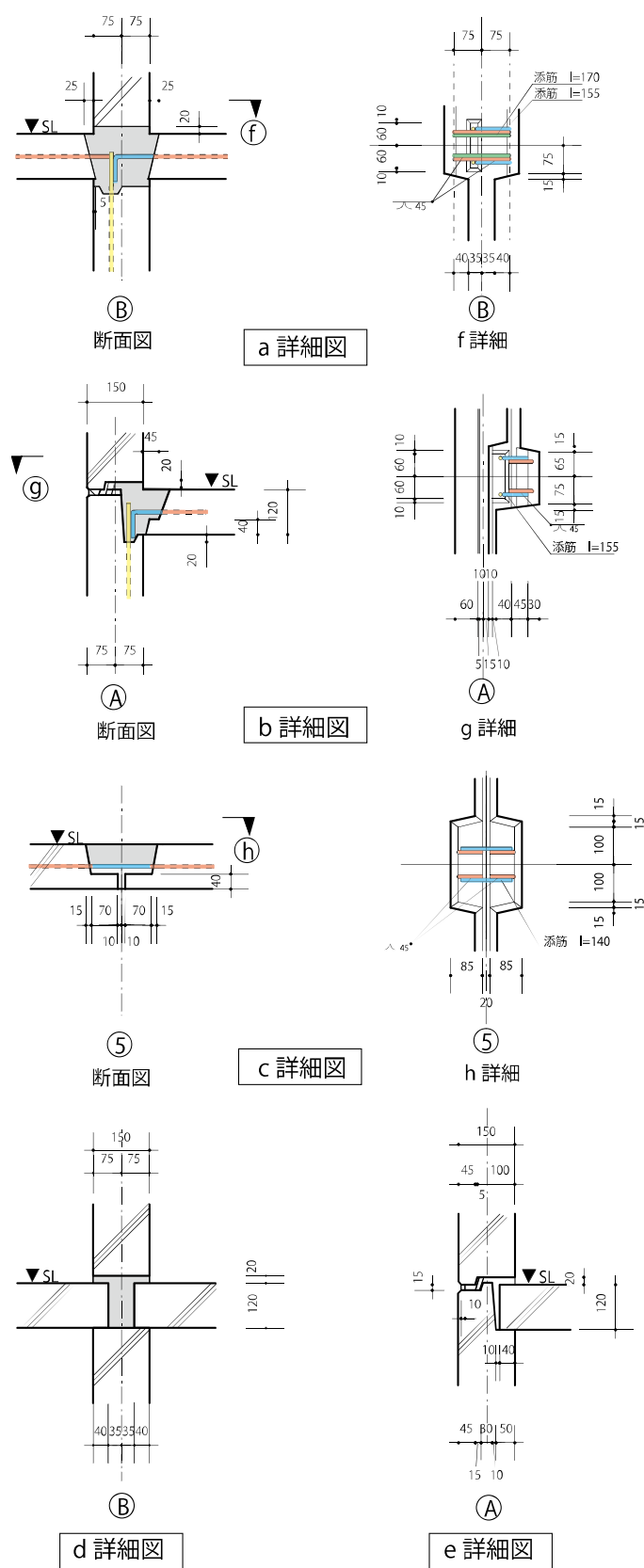


図 2.2 PCa 板接合部の概要

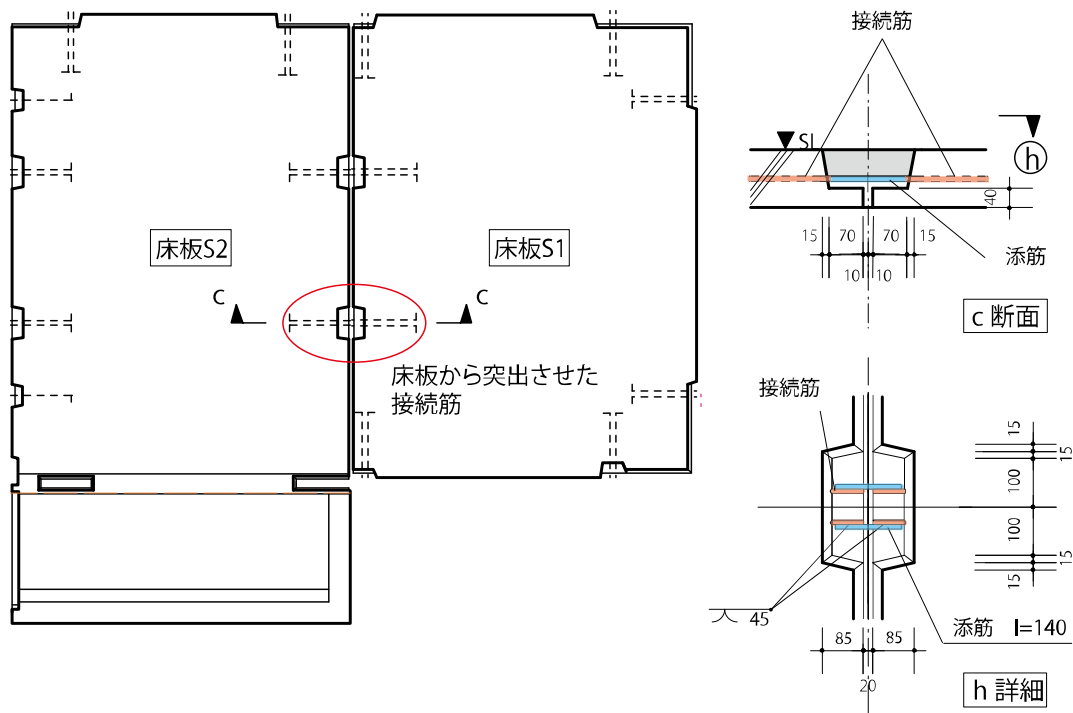


図 2.3 床板同士の接合の概要

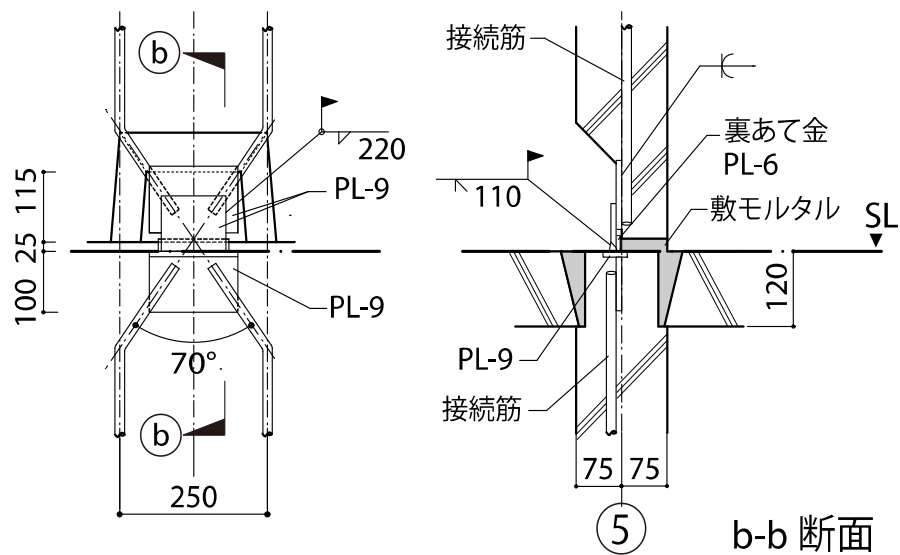


図 2.4 水平接合部 (図 2.1 の i 部詳細)

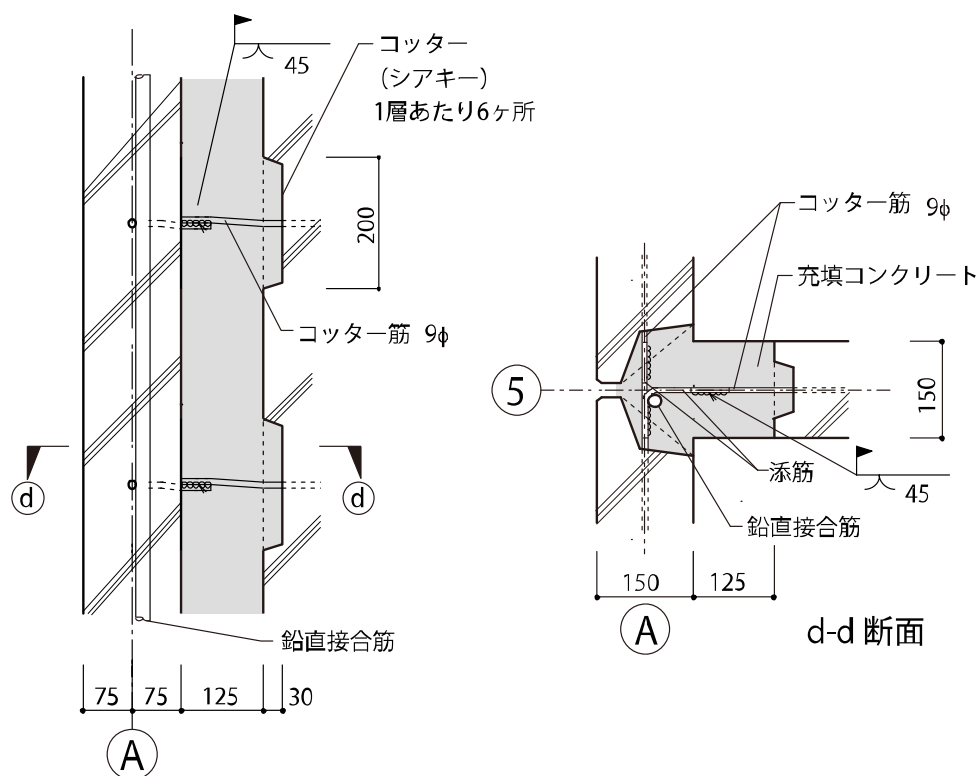


図 2.1 の j 部詳細

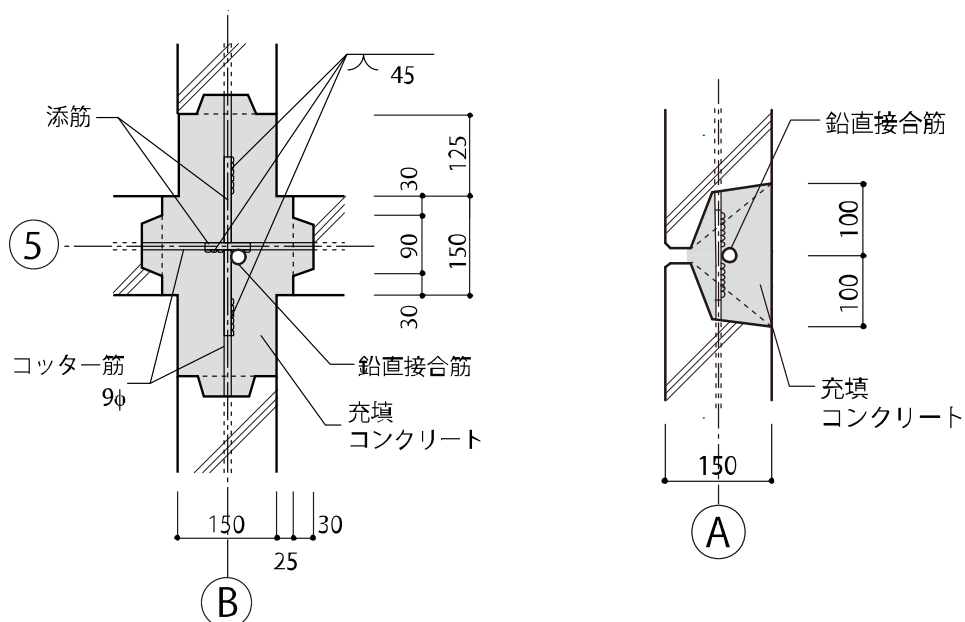


図 2.1 の k 部詳細

図 2.1 の l 部詳細

図 2.5 鉛直接合部

第2章 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の概要

WPC 構造建物において壁板は柱の役割を持ち。床板は、耐力壁に地震荷重を伝達する役割を持つ。上下階の PCa 耐震壁板は、セッティングベース (SB) と呼ばれる水平接合金物によって接合されるドライジョイントである (図 2.4)。SB では折り曲げた接続筋をフレア溶接した鋼板組物が PCa 壁板に埋設されており、鋼板同士が現場溶接されることで一体化される。基礎梁と壁板との接合についても、図 2.4 の水平接合部が用いられている。また、平面上直交する PCa 壁板の交点には、鉛直方向に床スラブレベルを貫通する 1 本の鉄筋 (鉛直接合筋) が配されており、耐震壁板の側面にはコッターが設けられている (図 2.5)。接合方法は、壁板側面から突出している鉄筋 (差筋) を相互に溶接し、接合部に鉛直接合筋と共にコンクリートを充填させることで一体化させるウェットジョイントである。これにより、壁板同士の鉛直方向のずれが抑制される仕組みとなっている。なお、鉛直接合部の後打ちコンクリート内の鉛直方向の鉄筋 (図 2.5) を鉛直接合筋と呼んでいるが、この鉄筋の基礎梁への定着および継手部でのフレア溶接は鉄筋の引張耐力を確保するのに十分な長さとなっている。また、ウェットジョイントは床板と壁板、床板同士などにも用いられている (図 2.2)。壁板の上辺は、ドライジョイント部のみが上階壁下辺まで達しており、それ以外の箇所では床板が上下階壁間に割り込む形で支持されている (図 2.2 中の d 詳細図)。床板同士は、図 2.1 の a 断面および c 断面のように辺の一部が欠き込まれ、突出させた鉄筋を溶接している (図 2.3)。壁と床についても同様に接合部でのみ鉄筋が溶接されている (図 2.2 の a, b 詳細図)。それ以外の箇所は、コンクリート充填のみによる接合方式である (図 2.2 の d, e 詳細図)。このため、WRC 構造と比べて床同士の一体化の程度が低いという特徴を持つと考えられる。また、このように壁板と床板は部分的に溶接されているため、接合部には応力が集中して生じる。よって、WPC 構造建物では接合部の性能が建物の耐震性能に及ぼす影響は大きいと考えられる。

2.2 検討対象建物の概要

WPC 構造集合住宅として、最も代表的な公共用中層量産住宅標準設計 SPH (Standard Public Housing) 工法により建設された住棟を対象とする。本論における考察の汎用性等を考慮し、5 階建て SPH であり、SPH の型式の中で供給戸数が最も多く、住宅ストックとしての質が安定している A9 タイプの型式がモデル計画の対象として適当であると判断した。従って、同型式により建設された集合住宅である、横浜市営野庭団地の内の一棟（型式：74-5PC-3DK-A9-3）を対象住棟とした。本研究では、同建物の耐震性能について評価する。

対象住棟の基本データを以下に示す。

建築年 1974 年（昭和 49 年）
主要用途 共同住宅
建築面積 356.82m²
延床面積 1784.10m²
建物構造 WPC 構造 5 階建て住戸形式 中層階段室型住棟
居室 3DK 全 30 戸
専有面積 46.68 m²
バルコニー面積 7.35 m²
階高 2.600mm
天井高 2.340mm
最高の高さ 14, 140mm
耐力壁厚 180 mm（妻壁のみ），150 mm（その他耐力壁）
床板厚 120 mm

図 2.6 に検討対象建物である野庭団地の架構のみを表した基準階平面図を示す。同一階内の住戸を連結する共用廊下は存在せず、3 つの階段室の両側に 1 住戸ずつ配置されている。桁行方向の長さは 40.5m、張間方向は 7.5m、1 住戸あたりの桁行方向の長さは 6.75m である。桁行方向を X 方向、張間方向を Y 方向とすると、一般的な既存集合住宅と同様に、X 方向の耐震性能の方が Y 方向のそれよりも低くなるが、本研究では開口による影響に着目することから、±Y 方向についてのみ検討する。計画的な検討から、5 通りおよび 9 通りの A-B 間の耐震壁に開口を新設することが、改修する上で有用性が高いと判断できるため、それらに開口を設けた場合の建物の耐震性能の影響について考察した^{3, 4)}。また、本研究では住戸プランの更なる拡大を目的に様々な新設開口位置において検討を行うため、5・9 通りの A-B 間および B-C 間、または、3・7・11 通りの A-B 間の耐震壁に開口を新設した場合について考察する。

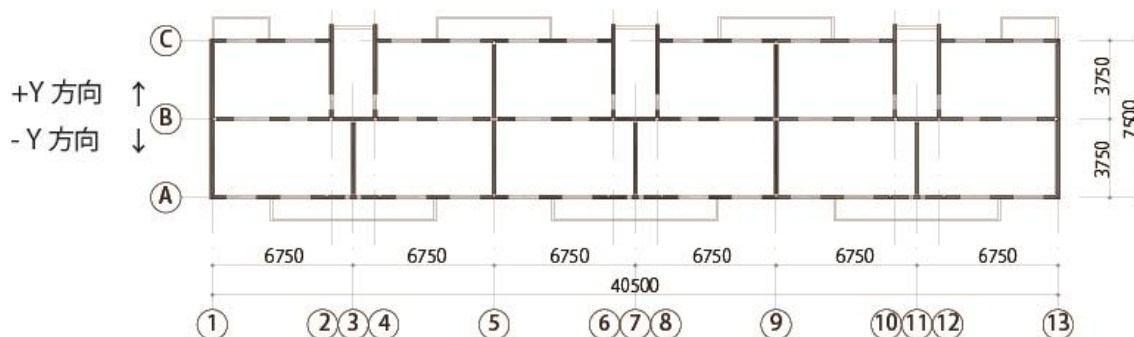


図 2.6 検討対象建物の基準階平面図

第2章 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の概要

図 2.7 に張間方向の軸組図を示す。同じ軸組が複数存在するため、独立した形状の軸組は1・2・3・5通りのみである。5通りの軸組は1通りの軸組と同じ形状であるが、壁厚が異なる上に、接合部の配筋も異なっている。壁厚は1通りと13通りの妻壁のみ180mmで、その他は150mmである。張間方向の同一軸組となる通りの組み合わせを表 2.1 に整理した。壁板の形状は各階共通であるが、下階ほど鉄筋径が大きく配筋されている。また、水平および鉛直接合部での接続筋や鉛直接合筋の径も下階ほど大きい。

新設開口は幅950mm、高さ2100mmとし、基本的に耐震壁のスパン中央にSBに干渉しないように設けることとする。これは、SBが上下階のPCa耐震壁板を接合しているため、これを撤去した場合、耐力が著しく低下すると考えられるためである。

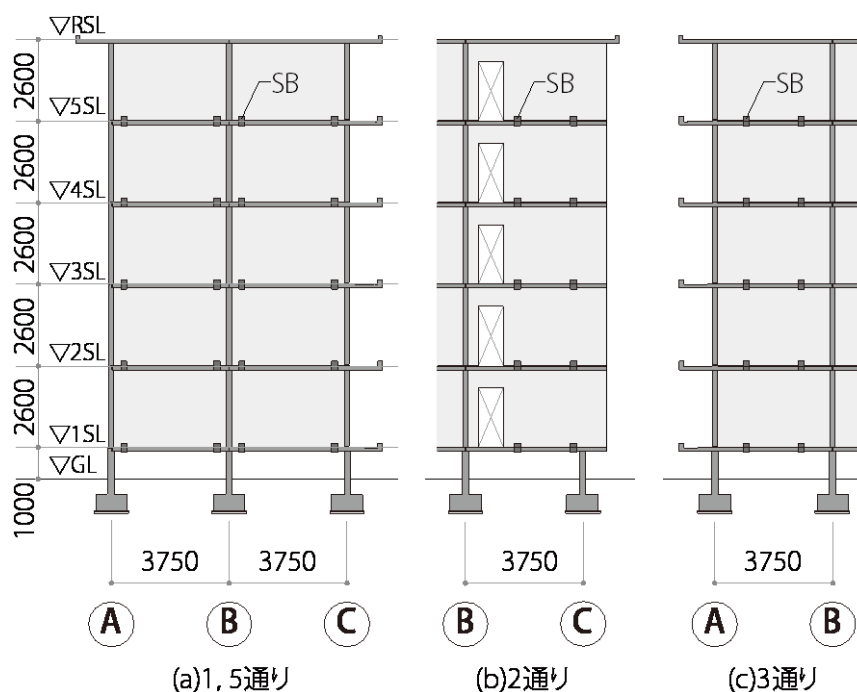


図 2.7 検討対象建物の張間方向軸組図

表 2.1 張間方向の同一軸組架構

同一軸組	1,13通り	2,4,6,8,10,12通り	3,7,11通り	5,9通り
同一軸組数	2	6	3	2
名称	1通り架構	2通り架構	3通り架構	5通り架構

検討対象建物では、図 2.8 に示すように、SB と鉛直接合筋 (VR) について、位置に応じて 2 種類ずつの配筋設計がなされている。図中の SB-A と SB-B および VR-A と VR-B はそれぞれ SB と VR の配筋タイプを示し、各階の鉄筋径を表 2.2 に整理した。SB-A と SB-B とでは、1 階と 2 階の接続筋径が異なっており、VR-A と VR-B とでは 1-3 階の鉛直接合筋径が異なっている。

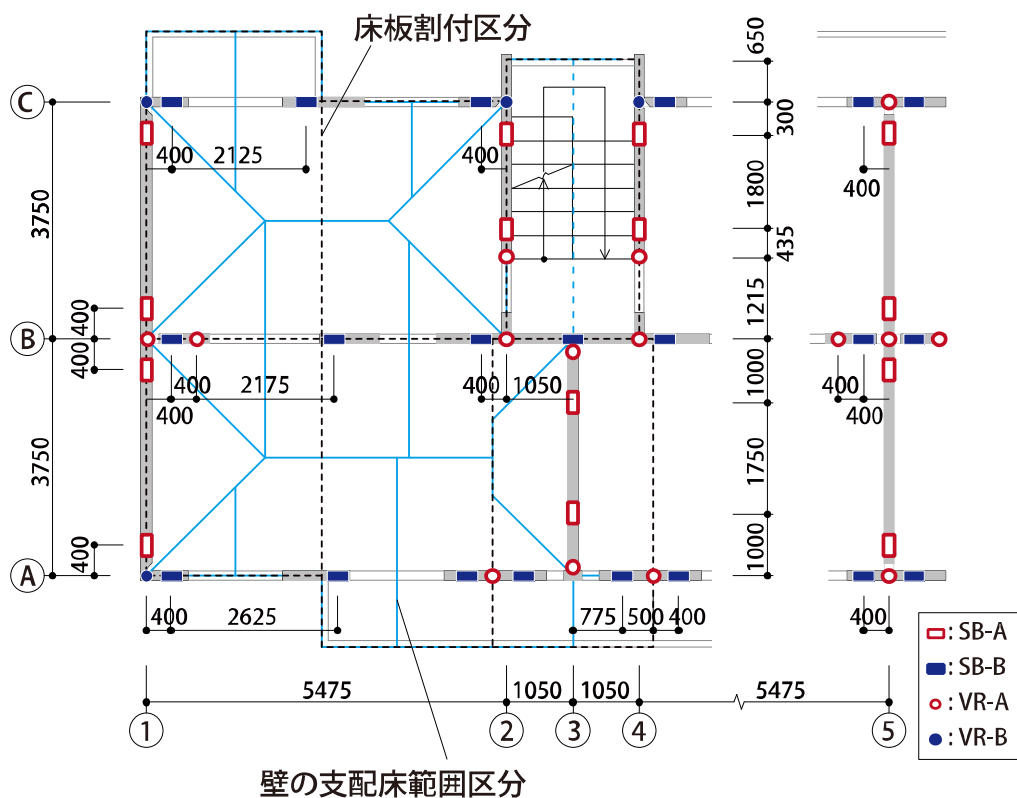


図 2.8 一住戸内の接続筋位置

表 2.2 張間方向の同一軸組架構

階	SBの接続筋		鉛直接合筋	
	SB-Aタイプ	SB-Bタイプ	VR-Aタイプ	VR-Bタイプ
5	D16	D16	D16	D16
4				D19
3			D19	
2	D19	D19	D19	D22
1	D22			

第 3 章 張間方向の静的増分解析モデルの概要

3.1 架構概要

3.2 接合部ばねの設定概要

3.3 解析結果と考察

第3章 張間方向の2次元数値解析モデル

3.1 架構概要

本研究では、図 2.6 の 5・9 通りの A-B 間および B-C 間、または、3・7・11 通りの A-B 間の耐震壁に開口を新設した場合を含めて±Y 方向（張間方向）の解析を行う。新設開口位置については、同一軸組でそれぞれ同様とし、図 2.6 中の 7 通りに対する建物形状の対称性を保持すると仮定する。従って、地震時のねじれ変形は無視できると考え、解析モデルは 2 次元とする。

図 3.1 に張間方向の解析モデルを示す。耐震壁を立面が I 型となる弾性線材で構成し、そのうちの鉛直部材を耐震壁の平断面と同じ長方形断面とし、図心位置に配置する。そして、水平部材を剛材としている。また、直交壁は、「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針」⁷⁾（以下、「以下、診断指針」と呼ぶ）が定める有効幅を有する長方形断面の弾性線材とし、接合部は弾塑性ばねとする。また、耐震壁のせん断変形を考慮した弾塑性ばねは設けていないが、耐震壁に発生する平均せん断応力度を算出し、耐震壁のせん断破壊が低いことを確認している。

解析モデルでは、表 2.1 に示した 4 種類の同一軸組架構は、解析モデルではそれぞれ 1 架構として集約し、同表中に示す架構数倍だけ部材や接合部ばねの剛性と耐力を増大させている。4 種類の架構モデルは各階の床レベルでの剛床仮定を採用し、等水平変位の拘束条件を与えている。具体的な変位拘束の位置としては、耐震壁上部の剛材レベルとしている。ここで、耐震壁下部の剛材レベルとしなかった理由は、壁板上部と床板との一体化の度合いの方が壁板下部と床板とのそれよりも大きいと考えられるためである。これは、床板の縁は SB 周辺を除き、上下階の壁板に挟まれるように下階の壁上部に載せられており、上階壁下辺は直線であるのに対し、下階壁上辺は SB 周辺の突起が床板と物理的に噛み合っていることによる（図 2.2 d, e 詳細図）。

図 3.1 では、接合部ばねを表記する目的で壁板上下の剛材に間隔を設けているが、解析モデルでは敷モルタルの厚みに相当する 20mm しか離れていない。JQ ばねが接続する耐震壁と直交壁の節点間距離も同様に 20mm である。1SL は GL より 1m 上部にあり、この間の構造は現場打鉄筋コンクリート構造による基礎梁の立ち上がりあるいは壁である。解析モデル上は当該部分の変形は無視できると仮定して剛材とした。A, B, C 通りの直交壁については、耐震診断指針⁷⁾に示される直交壁の有効幅を有するものとし、鉛直方向の変位は各架構で独立している。つまり、直交壁による耐震壁鉛直方向の変位に対する拘束効果（3 次元効果）は考慮できていない。

また、本章では、基礎は杭などにより地盤と一体になっているものと仮定し、解析は地上部のみを対象とする。すなわち、建物全体の基礎からの転倒は考慮しない。

第3章 張間方向の2次元数値解析モデル

検討対象建物の材料強度は調査されていないことから、解析モデルに用いる材料特性は、耐震診断指針⁷⁾に基づいて設定している。PCa コンクリート及び充填コンクリートの材料強度を共に 27N/mm^2 とし、ヤング係数を 25.7kN/mm^2 と算出⁸⁾ している。また、表 2.2 中の鉄筋を含め、全ての異形鉄筋の材料強度を 344N/mm^2 、ヤング係数を 205kN/mm^2 としている。

図 2.8 に接合筋の位置と床板の割付けおよび壁軸力算出用の支配床範囲を示している。床厚は一般階において 120mm、屋上 (R) 階で 120-160mm である。地震用の積載荷重は、原設計時の計算書に準じて算出し、一般階で 600 N/m^2 、R 階で 300 N/m^2 である。さらに、仕上荷重は一般階で 400 N/m^2 、R 階で 300 N/m^2 とし、水廻りの無筋コンクリート重量 (1000 N/m^2) を見込んでいる。建物の耐震壁の厚さは妻壁 (1 通りと 13 通り壁) のみ 180mm で、その他は 150mm である。壁重量については、階の中間で上下階重量に振り分けている。その結果、建物の単位面積あたりの重量 (固定荷重+積載荷重) は一般階で 8.2 kN/m^2 、R 階で 5.6 kN/m^2 となっている。解析モデルでは、各階の付加鉛直荷重を I 型立面となる線材壁モデルの鉛直部材上部の節点に集中荷重として入力している。また、直交壁部分の鉛直荷重は、張間方向の架構間の桁行方向の壁の負担荷重を隣接する張間方向の架構で 2 分割する形で壁部材上部の節点に集中荷重として与えている。また、地震荷重は A₁ 分布を仮定している。

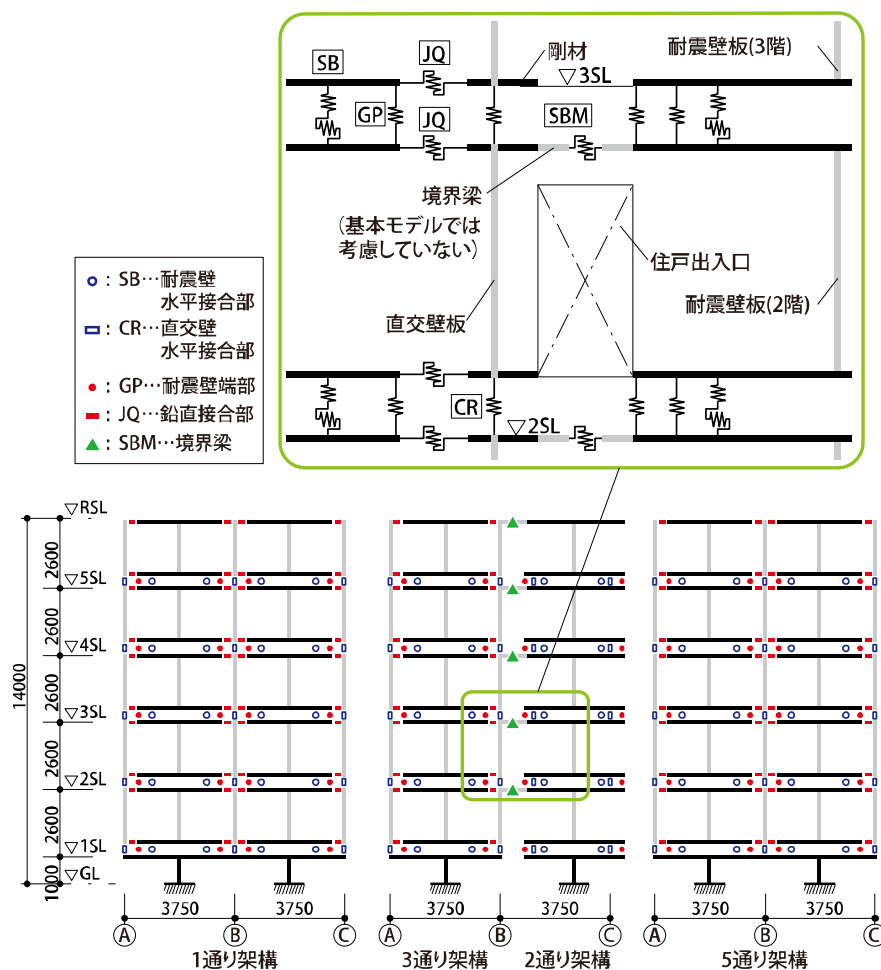


図 3.1 数値解析モデルの構成 (張間方向)

3.2 接合部ばねの概要

表 3.1 に耐震壁板の接合部ばねの設定概要を示す。ばねは、解析上 2 節点間の全体座標系における水平、鉛直および回転の相対変位に対する応力の形で定義され、表中に記載のない方向については剛性を与えていない。つまり、ばねが接続する 2 節点間に拘束条件は存在しない。後述する SB ばね、CR ばね、GP ばね、JQ ばね、SBM ばねの復元力特性の設定は、基本的に著者らの既往研究⁶⁾に準じる。

表 3.1 接合部ばねの設定概要

名称	方向	設定
SB	水平	上下の耐震壁間の水平方向のずれ変形に対して、初期剛性の大きい完全弾塑性ばねとした。耐力は診断指針 ⁷⁾ に示されるせん断（ずれ）耐力 Q_{nu} 値に準拠した。
	鉛直	引張方向に弾塑性、圧縮方向に弾性高剛性とした。引張方向の復元力特性は接合部要素実験 ⁴⁾ を参考に設定した。
CR	鉛直	引張方向には、鉛直接合筋（VR）の寄与分を完全弾塑性ばねとし、SB の復元力特性との和として定義した。VR については階ごとの鉄筋径に応じて引張耐力を算出している。圧縮方向には弾性高剛性とした。
GP	鉛直	圧縮方向にのみ弾性高剛性とした。
JQ	水平	弾性高剛性とした。
	鉛直	原点对称の負剛性を有するテトラリニア型の復元力特性とした。最大耐力は「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計基準・同解説」 ⁹⁾ に準じて算出した。
	回転	弾性高剛性とした。

第3章 張間方向の2次元数値解析モデル

SB ばね（水平接合部ばね）は、上下階壁の水平方向のずれと鉛直引張方向の接合筋の弾塑性挙動を評価する。図 3.2 に SB ばねの鉛直引張方向の復元力特性を示す。これらは、D16 と D19 の 2 体の実大水平接合部引張実験結果⁴⁾を参考に、同鉄筋径および D22 の場合について設定したものである。復元力特性は 4 線で構成され、第 1 折点と第 2 折点は、それぞれ実験で接合筋の降伏が初めて確認された点と、最大耐力となる接合筋の破断点の耐力を 75%に低減させた点としている。ここでの 75%という数字に明確な根拠は存在しないが、実際の接合部には引張と同時に面内あるいは直交壁では面外方向のせん断（ずれ）力も作用することを考慮するため、1/2 スケールの単調引張実験で得られた耐力に対して最大耐力を 75%に低減している。これによって、耐震壁実験の結果が概ね良好な精度で解析できることを確認している⁴⁾。第 2 折点以降の負勾配については実験結果を参考に D16 と D19 の場合で同じ勾配を仮定している。実験を行っていない接合筋 D22 の SB ばねの復元力特性では、第 1 折点の変位は D16 と D19 の場合と同様に 3mm とし、第 2 折点の変位は鉄筋径に比例すると仮定している。実大水平接合部引張実験および復元力特性設定の詳細については、著者らの論文²⁾をご参照いただきたい。圧縮方向については、引張側に較べて相対的に高剛性の弾性ばねであれば、その剛性値による違いはほとんどないことから、一律に十分大きい剛性値を採用した。

CR ばねは、鉛直引張方向のみに機能するばねであり、直交壁中の SB(セッティングベース)と VR(鉛直接合筋)の鉛直引張方向の復元力特性の累加である。VR の復元力特性は、鉄筋断面積に引張強度を乗じた引張耐力を有する完全弾塑性モデルとし、降伏時の変位は、実験モデル⁴⁾における降伏変位の 2 倍としている。図 3.2 に主な CR ばねの復元力特性を示す。SB と VR の耐力は表 2.2 に示す鉄筋径に応じて算出する。CR ばねの符号と位置は図 3.3 のとおりである。各ばねに含まれる SB および VR の数を表 3.2 に整理する。

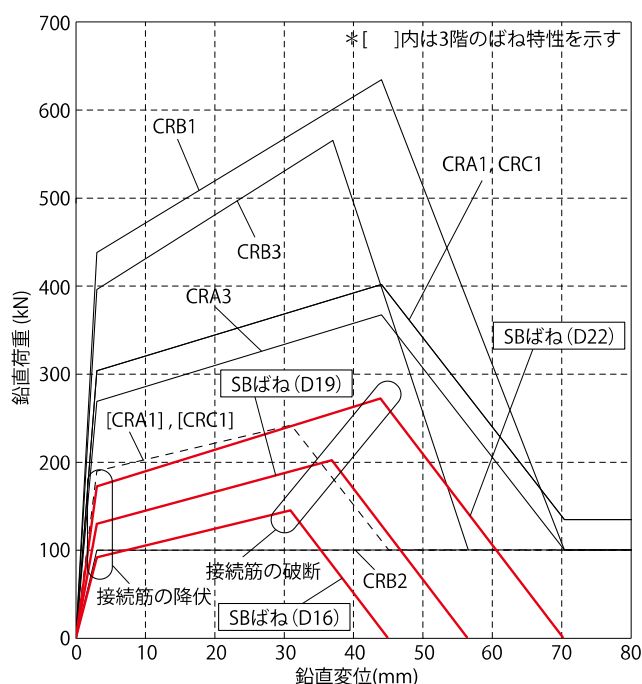


図 3.2 SB および CR ばねの鉛直方向の復元力特性

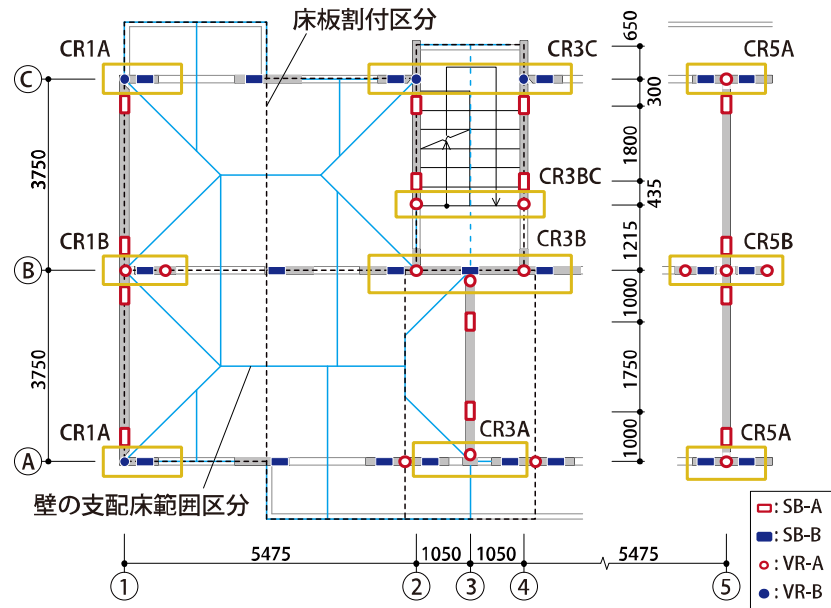


図 3.3 張間方向の CR ばね範囲

表 3.2 CR ばね中の SB および VR 数

名称	架構	直交壁の 通り名	引張方向 ^{*1)}	SB 数		VR 数	
				SB-A	SB-B	VR-A	VR-B
CR1A	1 通り	A 通り	+Y	-	1	-	1
CR1B		B 通り	-	-	1	2	-
CR1A		C 通り	-Y	-	1	-	1
CR3A	3 通り	A 通り	+Y	-	2	1	-
CR3B		B 通り	-Y	-	3	3	-
CR3BC		- ^{*2)}	+Y	-	-	2	-
CR3C	2 通り	C 通り	-Y	-	2	-	2
CR5A	5 通り	A 通り	+Y	-	2	1	-
CR5B		B 通り	-	-	2	3	-
CR5A		C 通り	-Y	-	2	1	-

*1): 接合部に転倒モーメントによる引張力が作用する荷重方向
(引張鉄筋として考慮する荷重方向)

*2): B 通りと C 通り間の階段室出入口脇の VR 位置をさす。

第3章 張間方向の2次元数値解析モデル

GPばねは、耐震壁の端部に設置し、鉛直圧縮方向のみの高剛性ばねとしているため、PCa壁板の圧壊による変形は無視する。

JQばね(鉛直接合部ばね)は、平面的に隣接する壁の相対鉛直変位に対するばねであり、鉛直接合部のせん断ひび割れおよび接合部コンクリートから接合筋によるせん断力伝達機構への移行を評価する。JQばねの復元力特性は図3.4のような原点对称のテトラリニア型である。第1折点である接合部への斜めせん断ひび割れ発生時の耐力は最大耐力の1/3とし、そのときの変位は0.05mmである。第2折点である最大せん断耐力 Q_{su} は「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説」⁹⁾に準拠している。最大耐力を与える変位 δ_{su} は既往実験を参考に1.5mmとしている。最大耐力後の残留耐力はコッター筋(差筋)のせん断耐力であり、最大耐力の27.7%としている。これらの復元力特性の設定は、既往の実験データとの比較により設定したものである⁵⁾。参照した既往実験は必ずしも検討対象建物の鉛直接合部と同じ仕様ではなく、比較実験データも限定的であったことから、妥当性は十分には検証できていない。1層あたり2箇所のJQばねが存在するため、それぞれに1層あたりの耐力の半分を与える。表3.3に1架構1箇所あたりのJQばねの各折点の設定値を整理する⁵⁾。

JQXばねはコッターの無い鉛直接合部のような復元力特性を有し、初期剛性から直接残留耐力に至るような設定としているが、詳細については後述する。

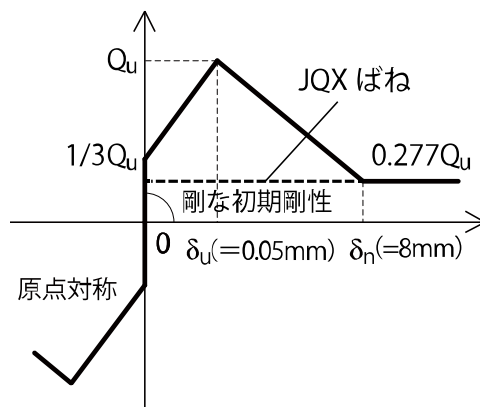


図 3.4 JQばねの復元力特性

表 3.3 JQばねの復元力特性値

	第1折点		第2折点		第3折点	
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 δ_{su} (mm)	荷重 (kN)	変位 δ_r (mm)
JQばね	$1/3Q_{su}$	0.05	Q_{su}	1.5	$0.277Q_{su}$	8.0

また、図 3.5 に示すように、2 通り架構には住戸出入口上部の梁(以下「境界梁」と呼ぶ)が存在する。同梁はせん断破壊先行型であるため、中央にせん断ばねを有する梁部材としてモデル化している⁴⁾。境界梁のせん断ばね(SBM ばね)は他の接合部ばねの考え方と同様に、弾性変形分については線材置換により評価し、塑性変形分のみ弾塑性せん断ばねとしている。この SBM ばねの鉛直方向の相対変位に対する復元力特性は図 3.6 のような原点对称のテトラリニア型とし、回転方向には接続する 2 節点の回転角が等しくなる様に十分大きな剛性を与えている。境界梁の弾性せん断変形は弾性梁要素により考慮できていることから、SBM ばねの初期剛性は十分大きな値としている。第 1 折点はひび割れ時に相当し、その耐力は終局せん断耐力 Q_{su} の 1/3 としている。第 2 折れ点はせん断耐力点であり、 Q_{su} を与える部材変形角 δ_{su} は 0.4% である。最大耐力後は部材変形角 δ_n が 3.6% で耐力消失するような負剛性で、その後の残留耐力は最大耐力の 40% である。各折点の設定値を表 3.4 に整理する。

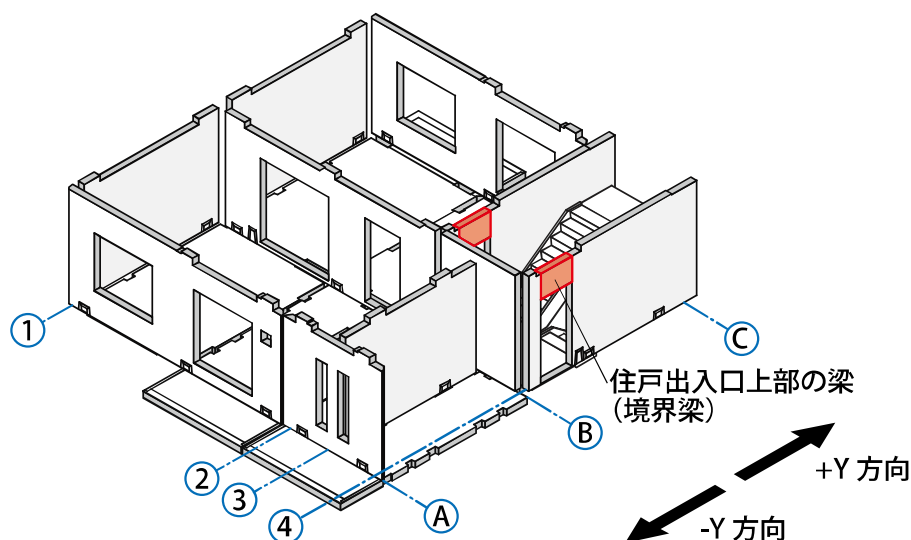


図 3.5 検討対象建物の一住戸構成

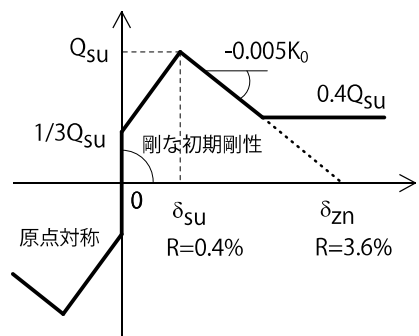


図 3.6 SBM ばね（境界梁のせん断ばね）の復元力特性

表 3.4 SBM ばねの復元力特性値

	第 1 折点		第 2 折点		第 3 折点	
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 δ_{su} (mm)	荷重 (kN)	変位 δ_r (mm)
SBM ばね	$1/3Q_{su}$	$Q_{su}/3K_0$	Q_{su}	$0.4l^{*1)}$	$0.4Q_{su}$	$*2)$

*1) : l (mm) は部材長さ。

*2) : 最大耐力後、部材変形角 $\delta_n=3.6\%$ で耐力消失するような負剛性とし、残留耐力 $0.4Q_{su}$ を与える変位 δ_r とした。

3.3 解析結果と考察

前節までに示した解析モデルに対して、長期荷重を載荷した上で、地震荷重を載荷する。地震荷重解析は、最上階の水平変位を制御した静的増分解析であり、水平荷重分布はAi分布としている。解析は、汎用ソフト¹⁰⁾を用いて実施する。

新設開口の存在しない場合の解析モデル(以下、「基本モデル」と呼ぶ)においての±Y方向載荷時の荷重-変形関係を図3.7に示す。図の縦軸の荷重はAi分布による地震荷重の1階の層せん断力係数(C_{q1})を示し、横軸の変形角(R)はR階の水平変位を1階スラブレベル(1SL)からの高さ(13.0m)で除した値である。-Y方向については、負方向の変位と荷重を正として表現している。

詳細な解析結果は既往研究⁶⁾を参照いただきたいが、この基本モデルは本論における全ての解析モデルの基となり、比較対象等にもなるため、ここで基本モデルの耐力や挙動について記述し、再確認することとする。

保有水平耐力時の変形角は+Y方向と-Y方向でそれぞれ $R=0.19\%$ 、 $R=0.17\%$ であり、その際の C_{q1} は0.64、0.65であった。-Y方向の耐力は+Y方向の耐力の1.02倍になっている。

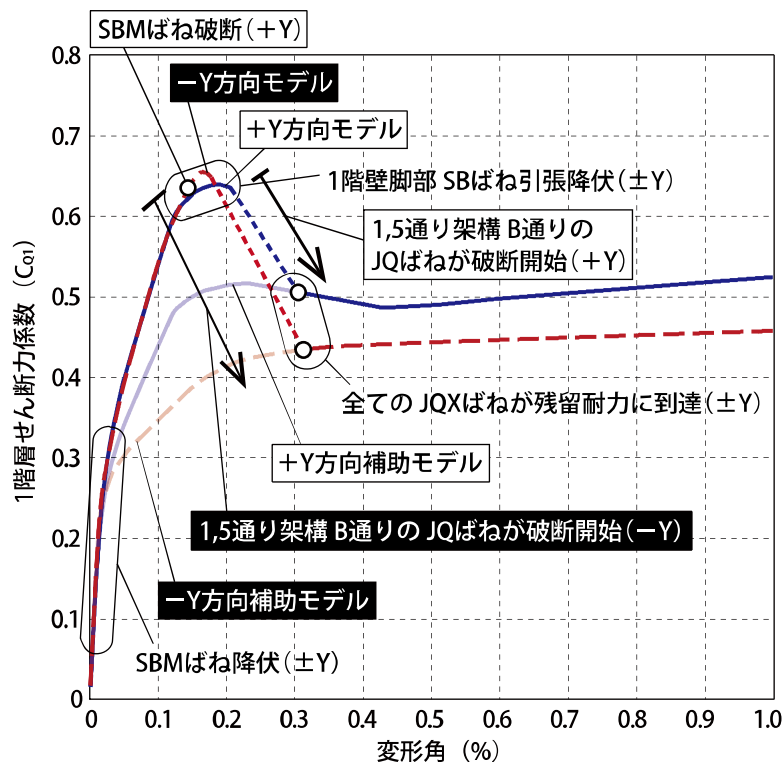


図 3.7 張間方向 (±Y 方向) 載荷時の荷重-変形関係

第3章 張間方向の2次元数値解析モデル

+Y方向では, 変形角 $R=0.21\%$ 付近で1通り架構と5通り架構のB通りのC通り側のJQばねが最大耐力に達し, 負剛性(第3線分)領域に入った時点で変位増分計算が収束しなくなった。最初にJQばねが最大耐力に達したのは, 5通り架構の最下階においてである。同ばねが負剛性域に入ってから連鎖的に上階および1通り架構のJQばねも負剛性域に入ったことが解析が不安定になった原因と考えられる。同様に-Y方向では, 変形角 $R=0.18\%$ 付近で2, 3通り架構と5通り架構のB通りのA通り側のJQばねが最大耐力に達し, 変位増分計算が収束しなくなった。

解析不安定後の建物の挙動を評価する目的で, +Y方向では1通り架構と5通り架構のB通りの直交壁に接続するA通り側とC通り側の2つのJQばねのうち, ずれ変形が大きいC通り側の復元力特性を図3.4に示す完全弾塑性ばね(以下, 「JQXばね」と呼ぶ)とした建物の解析モデル(補助モデル)を作成した。-Y方向では, ずれ変形が大きい2, 3通り架構と5通り架構のB通りの直交壁に接続するA通り側のJQばねをJQXばねとした。JQXばねは, コッターの無い鉛直接合部のような復元力特性を有し, 初期剛性から直接残留耐力に至る設定とした。これは, JQばねが負剛性域を超えて残留耐力に至った状態での釣合い状態を求めることを意図している。前節で述べたように, JQばねはずれ変位が8mmでコッター筋のせん断耐力である残留耐力に移行するような復元力特性としている。このため, 基本モデルの挙動は, 解析不安定後, ずれ変位8mm以降の補助モデルに滑らかに移行するものと推測する。+Y方向の補助モデルでは, $R=0.3\%$ 付近で全てのJQXばねのずれ変位が8mmとなり, その時の C_{q1} は0.5であった。その後, 耐力は微減し, $R=0.43\%$ で $C_{q1}=0.49$ となるが, これ以降, 微増に転じ, $R=1.0\%$ で $C_{q1}=0.53$ となった。-Y方向の補助モデルにおいても $R=0.3\%$ 付近で全てのJQXばねのずれ変位が8mmとなり, その時の C_{q1} は0.43であった。その後, 微増し $R=1.0\%$ で $C_{q1}=0.46$ となった。

+Y 方向の保有水平耐力時とその後の $R=1.0\%$ 時の変形の様子を図 3.8 に示す。図中の●および○印は、SB 鉛直方向ばね、CR ばね、JQ ばね、SBM ばねがそれぞれ、図 3.2, 3.4, 3.6 の復元力特性における第 1 折点および第 2 折点に到達していることを示す。対応する物理現象は、SB および CR ばねについては、●印が接続筋あるいは鉛直接合筋の降伏で、○印が同鉄筋の破断あるいは溶接部の破断である。JQ ばねについては、●印が鉛直接合部のずれひび割れで、○印が同接合部のずれ破壊である。SBM ばねについては、●印が境界梁のせん断ひび割れで、○印が同梁のせん断破壊である。図 3.7 の荷重-変形関係では、これらのばねの損傷の様子を「降伏」、「破断」と表現している。

+Y 方向載荷時について、地震力の載荷に伴う各接合部ばねの損傷を分析する。

$C_{q1}=0.13$ で 2 階および 3 階の SBM ばねが第 1 折点に達している。つまり、同位置の境界梁にせん断ひび割れが発生している。その後、 $C_{q1}=0.20$ までに全ての SBM ばねが第 1 折点に達している。 $C_{q1}=0.59$ で 3 階 SBM ばねが最大耐力に達している。つまり、同位置の境界梁はせん断破壊している。その後、 $C_{q1}=0.61$ までに全ての SBM ばねが最大耐力に達している。すなわち、このとき 2 通り架構と 3 通り架構は独立してロッキングを始める。

$C_{q1}=0.19$ 程度で 1 通りと 5 通り架構の B-C 間 B 通り側の 3 階脚部の JQ ばねが第 1 折点に到達している。つまり、同位置の鉛直接合部にひび割れが発生している。その後、上階、他スパン、他通り架構の JQ ばねへと順次ひび割れが波及し、 $C_{q1}=0.57$, $R=0.12\%$ 付近で 5 通り架構 1 階上部 JQ ばねが第 2 折点に到達している。つまり、同位置の鉛直接合部がずれ破壊している。その後、1 通りと 5 通り架構の B-C 間 B 通り側を中心にずれ破壊が上階に進展している。これにより、建物全体の水平剛性が負勾配に転じている。つまり、これらのばねの破断が支配的な建物の崩壊形式と言える。

SB の水平方向のばねは、いずれも塑性化していない。つまり、上下階の耐力壁は水平接合部位置で水平方向にずれていない。その一方で、SB 鉛直ばねと CR ばねの引張方向については、同様に塑性化している。 $C_{q1}=0.60$, $R=0.12\%$ 付近で 1 通り架構 1 階の A 通り側で SB と CR ばねが最初に降伏している。その後、 $C_{q1}=0.60$ から 0.64 付近までで 5 通り、3 通り、2 通り架構の 1 階のばねが降伏している。保有水平耐力時に最大耐力に達している SB 鉛直ばね、CR ばねはなかった。

これらのことから、建物全体の崩壊形は、1 階脚部の接合部の降伏と住戸出入口上部梁のせん断破壊を伴う鉛直接合部のせん断（ずれ）破壊であったと考察する。

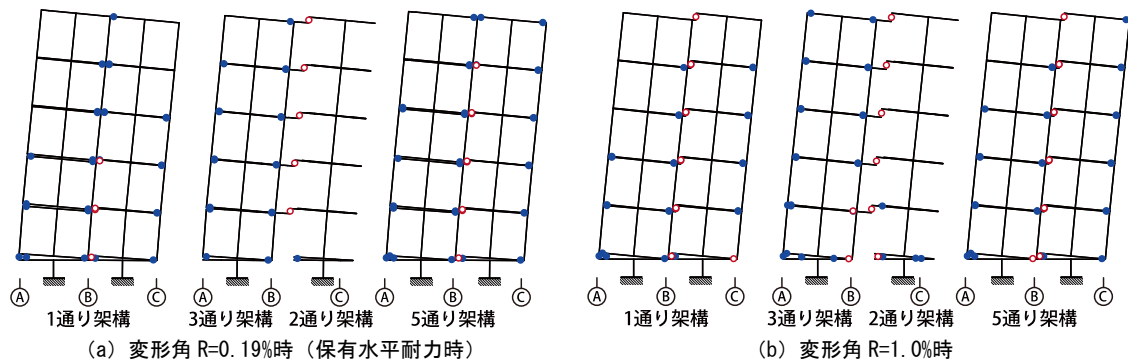


図 3.8 +Y 方向載荷時の崩壊形

第3章 張間方向の2次元数値解析モデル

-Y方向の保有水平耐力時とその後の $R=1.0\%$ 時の変形の様子を図3.8に示す。-Y方向載荷時についても同様に、地震力の載荷に伴う各接合部ばねの損傷を分析する。

$C_{q1}=0.18$ で2階のSBMばねが第1折点に達している。つまり同位置の境界梁にせん断ひび割れが発生している。その後、 $C_{q1}=0.25$ までに全てのSBMばねが第1折点に達しているが、保有水平耐力時に最大耐力に達しているSBMばねはなかった。

$C_{q1}=0.19$ 程度で1通りと5通り架構のA-B間B通り側の3階脚部のJQばねが第1折点に到達している。つまり、同位置の鉛直接合部にひび割れが発生している。その後、上階、他スパン、他通り架構のJQばねへと順次ひび割れが波及し、 $C_{q1}=0.56$, $R=0.11\%$ 付近で5通り架構のA-B間B通り側の1階のJQばねが第2折点に到達している。つまり、同位置の鉛直接合部がずれ破壊している。その後、2, 3通り架構と5通り架構のA-B間B通り側を中心にずれ破壊が上階に進展している。+Y方向載荷時は、SBMばねが負勾配に達することにより、2通り架構と3通り架構が独立してロッキングすることとなったが、-Y方向載荷時では、2, 3通り架構のA-B間B通り側のJQばねが負勾配に達することにより、2通り架構と3通り架構が独立してロッキングした。これにより、建物全体の水平剛性が負勾配に転じている。すなわち、これらのばねの破断が支配的な建物の崩壊形式と言える。

SBの水平方向のばねは、いずれも塑性化していない。つまり、上下階の耐力壁は水平接合部位置で水平方向にずれていない。その一方で、SB鉛直ばねとCRばねの引張方向については、同様に塑性化している。 $C_{q1}=0.58$, $R=0.11\%$ 付近で1通り架構1階のC通り側でSBとCRばねが最初に降伏している。その後、 $C_{q1}=0.62$ から0.65付近までで5通り、3通り、2通り架構の1階のばねが降伏している。保有水平耐力時に最大耐力に達しているSB鉛直ばね、CRばねはなかった。

これらのことから、建物全体の崩壊形は、1階脚部の接合部の降伏と鉛直接合部のせん断（ずれ）破壊であったと考察する。

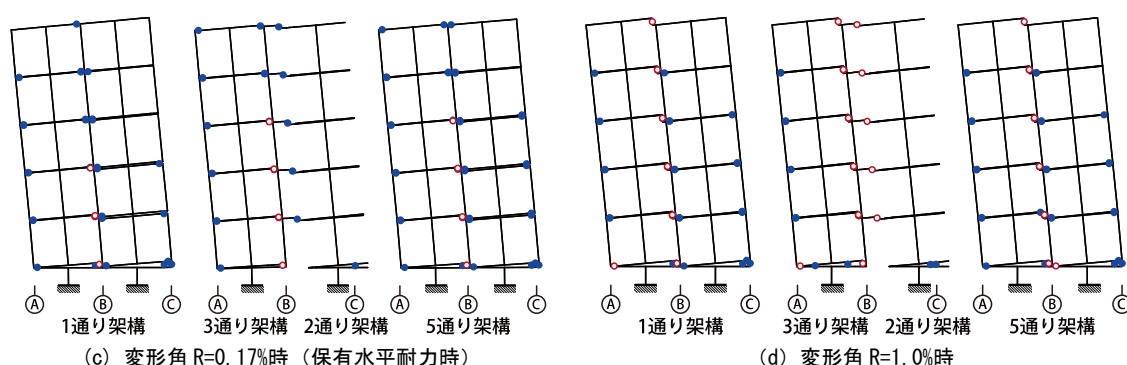


図3.9 -Y方向載荷時の崩壊形

第 4 章 新設開口位置による耐震性能への影響評価

4.1 開口新設した解析モデルの比較概要

4.2 5 通り架構耐震壁開口新設

4.3 3 通り架構耐震壁開口新設

4.4 全体考察

第 4 章 新設開口位置による耐震性能への影響評価

4.1 開口新設した解析モデルの比較概要

新設開口は、図 4.1 と図 4.2 に示すように、5・9 通りの A-B 間および B-C 間、または、3・7・11 通りの A-B 間の耐震壁に対して、その耐震壁のスパン中央に SB と干渉しないように、幅 950mm、高さ 2100mm で設置する。

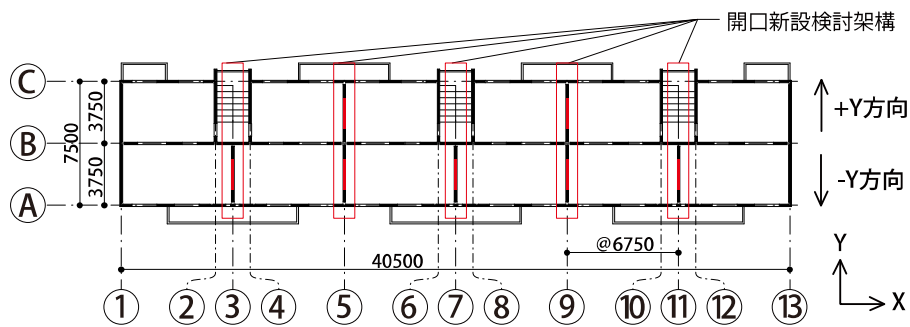


図 4.1 開口新設架構（基準階平面図）

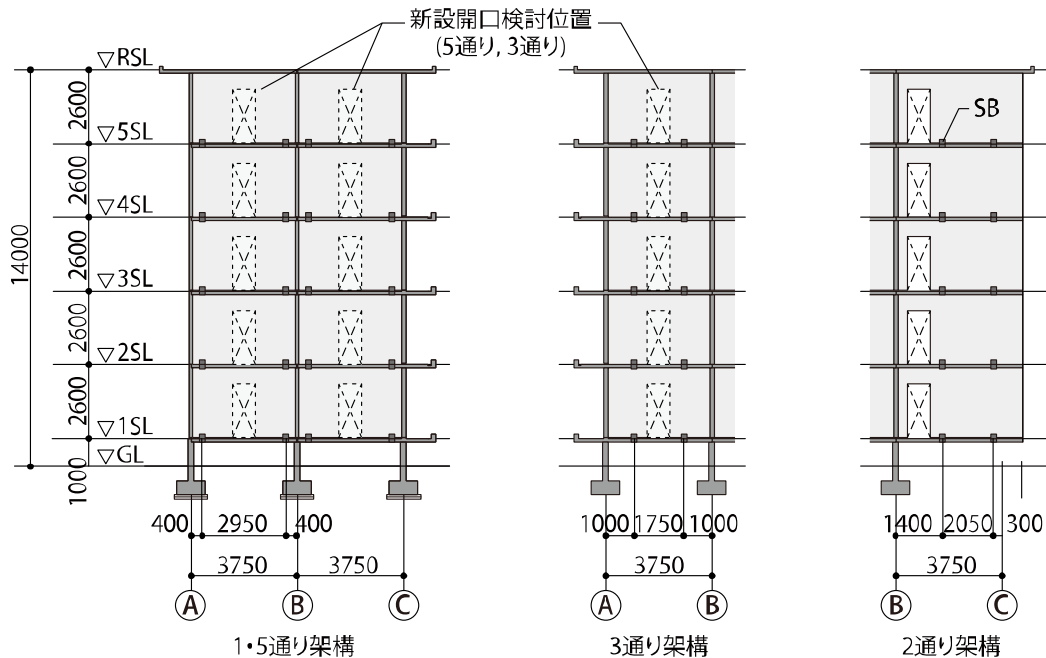


図 4.2 開口新設耐震壁（張間方向軸組図）

この検討では、5通り架構に開口新設する場合、および3通り架構に開口新設する場合について考察する。主に、無開口の基本モデルに対する各開口モデルの耐力変化を評価する。ここでは、各開口モデルの最大耐力のみに着目して比較考察し、基本的には各開口モデルの耐力変化の主要因や崩壊形については言及しない。

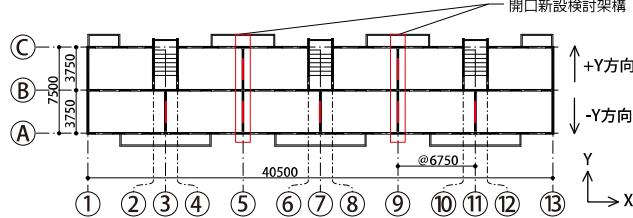
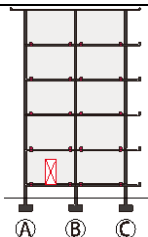
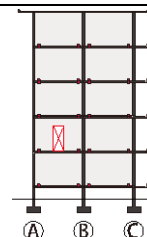
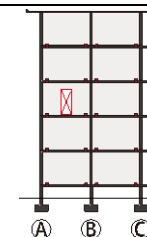
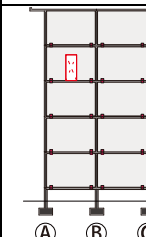
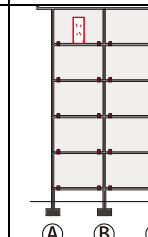
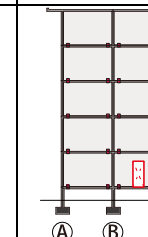
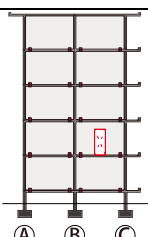
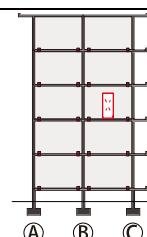
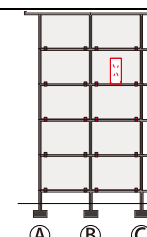
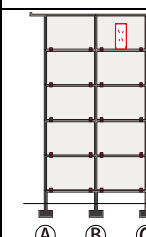
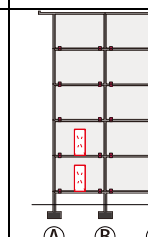
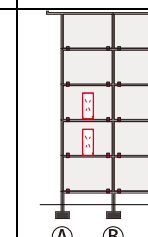
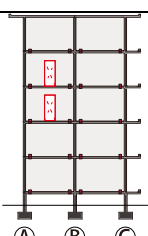
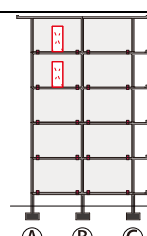
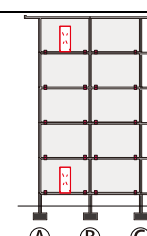
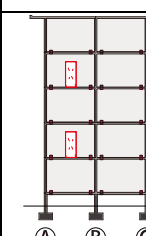
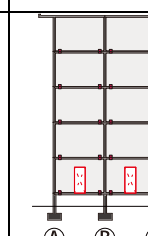
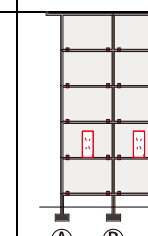
耐震壁に開口新設した場合の解析モデル（以下、「開口モデル」と呼ぶ）は5通り架構で36種類、3通り架構で24種類である。多くの開口モデルを比較するため、いくつかの観点を設け、観点別に比較考察していく。比較のための観点を以下に示す。これらの観点別の比較を5通り架構、3通り架構耐震壁に開口新設した場合についてそれぞれ同様に行う。

比較観点
(1) 開口数による耐力への影響
(2) 開口数ごとの開口新設層および位置の違いによる耐力への影響
(3) A-B間とB-C間への開口新設の違いによる耐力への影響
(4) 新設する連層開口の位置を相互にずらすことによる耐力への影響

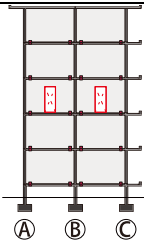
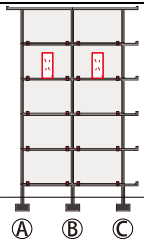
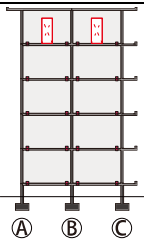
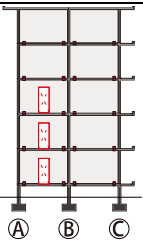
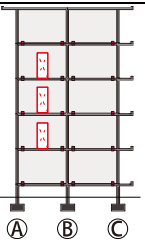
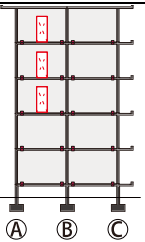
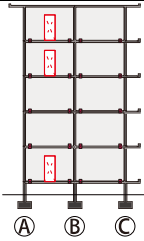
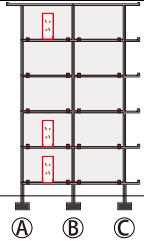
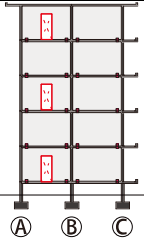
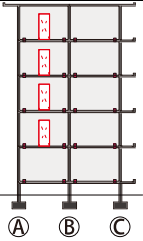
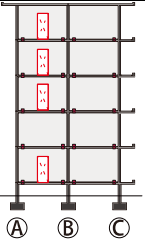
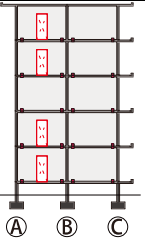
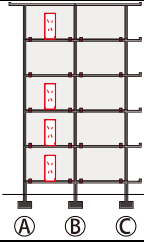
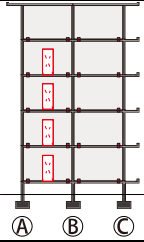
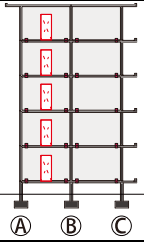
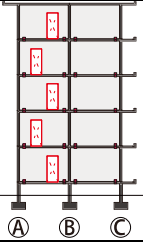
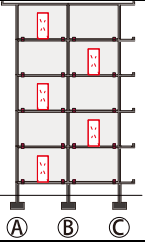
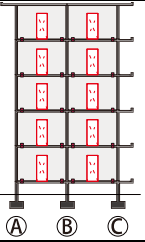
次節以降に示す表4.1に5通り架構に開口新設する場合の各開口モデルの±Y方向載荷時の耐力変化率、および耐力変化率の±Y方向での差を示す。同様に表4.3に3通り架構に開口新設する場合について示す。

4.2 5通り架構耐震壁開口新設

表 4.1 各開口モデルの耐力変化率（5通り架構）

					
1-a	1-b	1-c	1-d	1-e	1-f
					
+Y: -0.8%	+Y: +0.6%	+Y: +0.4%	+Y: -0.2%	+Y: -0.8%	+Y: -3.1%
-Y: -1.9%	-Y: +0.8%	-Y: +0.6%	-Y: +0.5%	-Y: +0.7%	-Y: -1.0%
差: 1.1%	差: 0.2%	差: 0.2%	差: 0.7%	差: 1.5%	差: 2.1%
1-g	1-h	1-i	1-j	2-a	2-b
					
+Y: -1.2%	+Y: -1.4%	+Y: -1.6%	+Y: -1.5%	+Y: -1.7%	+Y: +0.8%
-Y: +1.2%	-Y: +0.6%	-Y: +0.3%	-Y: +0.4%	-Y: -4.5%	-Y: +0.3%
差: 2.4%	差: 2.0%	差: 1.9%	差: 1.9%	差: 2.8%	差: 0.5%
2-c	2-d	2-e	2-f	2-g	2-h
					
+Y: -0.1%	+Y: -1.9%	+Y: -1.6%	+Y: +0.2%	+Y: -3.0%	+Y: +1.2%
-Y: +0.9%	-Y: +0.8%	-Y: -1.8%	-Y: +0.7%	-Y: -3.6%	-Y: +0.9%
差: 1.0%	差: 2.7%	差: 0.2%	差: 0.5%	差: 0.6%	差: 0.3%

第4章 新設開口位置による耐震性能への影響評価

2-i	2-j	2-k	3-a	3-b	3-c
					
+Y: +0.6%	+Y: -0.3%	+Y: -0.8%	+Y: -2.5%	+Y: +0.4%	+Y: -1.9%
-Y: +0.6%	-Y: +0.2%	-Y: +0.4%	-Y: -7.0%	-Y: -1.8%	-Y: +1.4%
差: 0%	差: 0.5%	差: 1.2%	差: 5.5%	差: 2.2%	差: 3.3%
3-d	3-e	3-f	4-a	4-b	4-c
					
+Y: -3.5%	+Y: -2.1%	+Y: -1.2%	+Y: -2.2%	+Y: -3.7%	+Y: -4.1%
-Y: -1.8%	-Y: -4.4%	-Y: -1.8%	-Y: -4.9%	-Y: -1.4%	-Y: -4.4%
差: 1.7%	差: 2.3%	差: 0.6%	差: 2.7%	差: 2.3%	差: 0.3%
4-d	4-e	5-a	5-b	5-c	10-a
					
+Y: -2.8%	+Y: -3.8%	+Y: -9.4%	+Y: -3.7%	+Y: +0.9%	+Y: -21.4%
-Y: -6.9%	-Y: -9.1%	-Y: -12.3%	-Y: -2.2%	-Y: +1.3%	-Y: -21.5%
差: 4.1%	差: 5.3%	差: 2.9%	差: 1.5%	差: 0.4%	差: 0.1%

第4章 新設開口位置による耐震性能への影響評価

(1) 開口数による耐力への影響

開口数が1から5の各開口モデルの耐力変化率の平均値を以って比較することで、開口数による耐力への影響を考察する。それぞれの平均値は、開口数1で-0.16% (+Y), +0.14% (-Y), 開口数2で-0.60%(+Y), -0.46%(-Y), 開口数3で-1.80%(+Y), -2.57%(-Y), 開口数4で-3.32%(+Y), -5.34%(-Y), 開口数5で-4.07%(+Y), -4.40%(-Y)であった。これらを表4.2に一覧にしてまとめた。また、開口数が最大の10では、-21.4% (+Y), -21.5% (-Y)であり、大幅に耐力低下した。

表 4.2 耐力変化率平均値 (5 通り架構)

		開口数				
		1	2	3	4	5
耐力変化率	+Y	-0.16%	-0.60%	-1.80%	-3.32%	-4.07%
平均値	-Y	+0.14%	-0.46%	-2.57%	-5.34%	-4.40%

開口数により開口モデル数が異なり、平均を算出する上でのデータ（開口モデル数）決して多くはない。このことから、平均値としての精度にはばらつきがあるが、開口数ごとの傾向を概ね捉えることができたと考えられる。表4.2に示すような結果から、開口数が少ないほど耐力低下が小さいことが確認できた。

(2) 開口数ごとの開口新設層および位置の違いによる耐力への影響

まず、開口数1の場合の開口モデル、すなわち1-aから1-eまでの5つの開口モデルについて、開口新設層の違いによる耐力への影響を考察する。+Y方向では2階と3階に開口新設したモデルでは耐力低下せず、1階と5階に開口新設したモデルで最も耐力低下した。-Y方向では1階に開口新設したモデル以外は耐力低下しなかった。つまり、+Y方向では新設開口位置が中層では耐力低下せず、下層および上層になるほど低下し、-Y方向では新設開口位置が最下層の場合のみ耐力低下した。また、±Y方向での耐力変化率の差についても、新設開口位置が下層および上層になるほど差が大きくなる傾向を示した。

開口数2および3の場合においても開口数1の場合とほぼ同様の傾向が見られた(2-a～3-f)。また、開口を2層以上連続して新設せず、上下にバランス良く配置することで耐力低下が低減した(2-f, 3-f)。

開口数4の場合は、どの開口モデルも耐力低下した(4-a～4-e)。各開口モデルで耐力低下率の大きさにはばらつきがあり、特徴的な傾向を捉えることは難しいが、+Y方向では3階を無開口としたモデルが最も耐力低下した。-Y方向では5階を無開口としたモデルが最も耐力低下し、無開口の層が上層になるほど耐力低下率が大きくなる傾向であった。また、±Y方向での耐力変化率の差については、3階すなわち中層を無開口としたモデルではほぼ差がなく、無開口の層が上層であるモデルほど差が大きくなった。

開口数5の場合は、連層開口（5-a）であれば大きく耐力低下するが、開口位置をずらすことにより耐力低下を大幅に低減できる（5-b, 5-c）。これについては比較観点（4）で考察する。

（3）A-B間とB-C間への開口新設の違いによる耐力への影響

1-a から 1-j, また 2-g から 2-k の開口モデルを用いて、B-C 間への開口新設による耐力への影響について A-B 間へのそれと比較考察する。B-C 間に開口新設した 1-f から 1-j の開口モデルでは、±Y 方向とも 1 階に開口新設した場合で比較的大きく耐力低下したが、その他の開口モデルの耐力低下率についてはほぼ同程度であった。A-B 間に開口新設したモデルにおいては、+Y 方向では新設開口位置が中層では耐力低下せず、下層および上層になるほど低下し、-Y 方向では新設開口位置が最下層の場合以外は低下しない傾向にあった。このような傾向を示す A-B 間における開口モデルに対して、B-C 間に開口新設したモデルは、+Y 方向においてはどの開口モデルも比較的耐力低下が大きく、特に 1 階に開口新設したモデルの耐力低下が目立った。-Y 方向においてもほぼ同様の傾向を示した。

また、A-B 間と B-C 間に同時に開口新設したモデル（2-g～2-k）においては、1 階に開口新設したモデルは特に耐力低下が大きかったが、その他の階に開口新設したモデルについては A-B 間に開口新設したモデルの耐力低下率とほぼ同程度であった。つまり、1 階を除いて、新設開口を 1 層中に 2 つ設けたとしても、1 つ設けた場合とで耐力低下率にほとんど差が見られなかった。これにより、A-B 間と同時に B-C 間に開口新設する場合において、B-C 間への開口新設が耐力に与える影響は限定的であると考えられる。

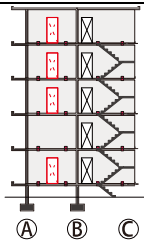
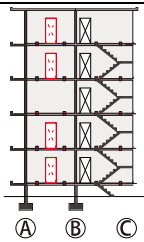
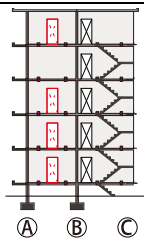
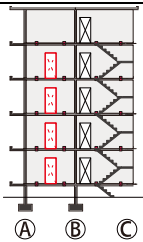
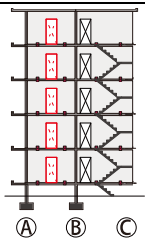
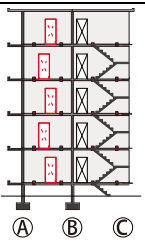
（4）新設する連層開口の位置を相互にずらすことによる耐力への影響

5-b の開口モデルを対象に検討する。上下階で開口位置をずらす際、開口位置が平面的に重なっていない場合は、5-c の開口モデル（千鳥開口モデル）のような機構となり、耐力低下は小さくなった。開口位置が平面的に重なっている場合は 5-a の開口モデル（連層開口モデル）と同等の耐力となると予想できる。連層開口モデルでは開口脇の連層耐震壁がそれぞれ独立してロッキング変形して崩壊形に至るのに対して、千鳥開口モデルは架構全体で一体となって変形する。このように、上下階の開口位置が平面的に重なるかどうかで破壊形式が異なり、耐力低下の度合いに大きな差が生じる。

4.3 3通り架構耐震壁開口新設

表 4.3 各開口モデルの耐力変化率（3通り架構）

1-a	1-b	1-c	1-d	1-e	2-a
+Y: -3.3%	+Y: -0.9%	+Y: -0.1%	+Y: 0%	+Y: +0.1%	+Y: -5.8%
-Y: -4.9%	-Y: +0.5%	-Y: +0.2%	-Y: -0.1%	-Y: +0.1%	-Y: -8.8%
差: 1.6%	差: 1.4%	差: 0.3%	差: 0.1%	差: 0%	差: 3.0%
2-b	2-c	2-d	2-e	2-f	3-a
+Y: -1.4%	+Y: -0.1%	+Y: +0.5%	+Y: -3.2%	+Y: -0.9%	+Y: -7.4%
-Y: -2.6%	-Y: +0.5%	-Y: +0.5%	-Y: -4.8%	-Y: +0.5%	-Y: -13.3%
差: 1.2%	差: 0.6%	差: 0%	差: 1.6%	差: 1.4%	差: 5.9%
3-b	3-c	3-d	3-e	3-f	4-a
+Y: -2.2%	+Y: +1.1%	+Y: -2.8%	+Y: -5.7%	+Y: -3.2%	+Y: -3.3%
-Y: -8.7%	-Y: -3.4%	-Y: -4.4%	-Y: -8.8%	-Y: -4.6%	-Y: -13.4%
差: 6.5%	差: 4.5%	差: 1.6%	差: 3.1%	差: 1.4%	差: 10.1%

4-b	4-c	4-d	4-e	5-a	5-b
					
+Y: -2.5%	+Y: -5.3%	+Y: -7.3%	+Y: -8.5%	+Y: -12.5%	+Y: -13.7%
-Y: -5.6%	-Y: -8.9%	-Y: -12.5%	-Y: -20.2%	-Y: -23.6%	-Y: -25.1%
差: 3.1%	差: 3.6%	差: 5.2%	差: 11.7%	差: 11.1%	差: 11.4%

3 通り架構耐震壁開口新設においては、B-C 間すなわち 2 通り架構に住戸出入口用の開口がすでに存在するため、比較観点 (3) に対しては考察しない。また、比較観点 (4) に関しては (2) と同時に行う。

(1) 開口数による耐力への影響

開口数が 1 から 5 の各開口モデルの耐力変化率の平均値を以って比較することで、開口数による耐力への影響を考察する。それぞれの平均値は、開口数 1 で-0.84% (+Y), -0.84% (-Y), 開口数 2 で-1.82% (+Y), -2.45% (-Y), 開口数 3 で-3.37% (+Y), -7.20% (-Y), 開口数 4 で-5.38% (+Y), -12.1% (-Y), 開口数 5 で-13.1% (+Y), -24.4% (-Y) であった。これらを表 4.4 に一覧にしてまとめた。

表 4.4 耐力変化率平均値 (3 通り架構)

		開口数				
		1	2	3	4	5
耐力変化率	+Y	-0.84%	-1.82%	-3.37%	-5.38%	-13.1%
平均値	-Y	-0.84%	-2.45%	-7.20%	-12.1%	-24.4%

開口数により開口モデル数が異なり、平均を算出する上でのデータ (開口モデル数) が 5 通り架構耐震壁開口新設の場合よりも少ない。このことから、平均値としての精度にはばらつきがあるが、開口数ごとの傾向を概ね捉えることができたと考える。表 4.4 に示すような結果から、開口数が少ないほど耐力低下が小さいことが確認できた。この傾向は+Y 方向よりも-Y 方向の場合で顕著に表れた。開口数 2 以上の場合での耐力変化率平均値は±Y 方向で 2 倍程度の差が生じるほどであった。5 通り架構耐震壁開口新設に比べて、3 通り架構耐震壁開口新設の耐力低下の度合いが大幅に大きくなった。3 通り架構にはすでに住戸出入口用の開口が設けられているため、3 通り架構の方が開口新設による影響が大きく、耐力低下が大きいと考えられる。

(2) 開口数ごとの開口新設層および位置の違いによる耐力への影響

開口数1のモデル(1-a~1-e)について、+Y方向では4・5階に開口新設したモデルで耐力低下せず、1・2・3階に開口新設したモデルで耐力低下した。開口新設層が下層にあるほど耐力低下が大きくなる傾向があった。-Y方向では2・3・5階に開口新設したモデルでは耐力低下せず、1・4階に開口新設したモデルでは耐力低下した。特に1階に開口新設したモデルでは比較的耐力低下が大きかった。また、±Y方向での耐力変化率の差は新設開口位置が下層になるほど大きくなった。

開口数2のモデル(2-a~2-f)について、±Y方向ともに開口新設層が下層に集中するほど耐力低下が大きくなり、特に1階に開口新設したモデルでは大幅に耐力低下する傾向が見られた。このことから、1階への開口新設が耐力低下に与える影響は大きいと考えられる。この傾向は+Y方向よりも-Y方向において顕著に表れた。

開口数3のモデル(3-a~3-f)についても開口数2の開口モデルと同様の傾向が見られた。

開口数4のモデル(4-a~4-e)について、どの開口モデルも耐力低下した。開口数2および3のモデルが示す傾向と同様に開口新設層が下層に集中するほど(4-b~4-d)、さらに連層で開口新設するほど(4-a, 4-e)耐力低下が大きくなった。また、+Y方向よりも-Y方向で耐力低下が全体的に大きくなった。

開口数5のモデル(5-a, 5-b)について、-Y方向では5通り架構耐震壁開口新設の開口数10の10-aの開口モデルと同程度の耐力低下となった。これに対して、+Y方向ではその半分程度の耐力低下率となった。3通りの耐震壁に存在する2つのSB間距離は1750mmであり(図4.2)、5-bの開口モデルのように新設開口を上下階でずらしたとしても、必然的に950mm幅の開口が平面的に重なる。このため、連層開口(5-a)とほぼ同様の機構となり、耐力低下率も同程度であった。

以上の結果から、開口数1から5の開口モデルにおいて、下層に開口が集中するほど、特に1階に開口新設した場合に耐力低下が大きくなる傾向があり、-Y方向の方が+Y方向よりも耐力低下率が大きくなるということが総じて言える。

4.4 全体考察

ここでは、前章で行った検討から得られた新設開口位置による耐力への影響について包括的にまとめる。

5 通り架構耐震壁開口新設において、開口数が3以下である場合、+Y方向で新設開口位置が中層では耐力低下せず、下層および上層になるほど低下する。-Y方向で新設開口位置が最下層である場合のみ耐力低下する。開口数が4以上である場合では耐力低下率が大きく、新設開口が下層に集中する場合で特に大きく耐力低下する。また、A-B間と同時にB-C間に開口新設する場合には、B-C間への開口新設が耐力に与える影響は限定的である。連層で開口を新設し、その開口位置をずらす際については、開口位置が平面的に重なっていれば、連層開口脇の耐震壁がそれぞれ独立してロッキング変形して大きく耐力低下するが、開口位置が平面的に重なっていなければ、建物が一体となって変形するため、耐力低下を低減することができる。

3 通り架構耐震壁開口新設において、新設開口が下層に集中するほど、特に1階に開口新設した場合と連層で開口新設した場合で耐力低下が大きくなる傾向があり、-Y方向の方が+Y方向よりも耐力低下率が大きくなる。

5 通り架構および3 通り架構耐震壁開口新設の場合に共通して言えることとして、開口数が少ないほど耐力低下が小さいこと、また、新設開口が下層に集中する場合、特に1階に開口新設する場合に大きく耐力低下することである。

また、全体的な傾向として、5 通り架構において開口数が3つ以内かつ低層階に開口を集中させない場合、3 通り架構において開口数が2つ以内かつ1階に開口新設しない場合に対する耐力低下は2%以内に抑えられる。このような場合の開口モデルにおいては、耐力低下がほとんどしないため、補強無しまたは簡易な補強だけで改修することが期待できる。

今回の検討では、各開口モデルの最大耐力のみに着目してきたが、実際には最大耐力に至る前に耐震壁のせん断破壊が先行することが考えられる。そのため、各開口モデルで耐震壁のせん断破壊が先行するかどうか確認しなければならない。確認後、耐震壁のせん断破壊が先行するようであれば、その耐震壁に対する補強や、壁を増し打ちすることで断面積を大きくして、発生せん断応力度に抵抗し、耐震壁のせん断破壊先行を防ぐ必要がある。さらに、各開口モデルの崩壊形や耐力変化の主要因等についての考察が十分にできていないため、今後の検討としてこれら进行评估していく必要があると考えられる。

第 5 章 簡易補強方法の提案

5.1 補強概要

5.2 補強部材ディテール

5.3 補強を考慮した解析モデル

5.4 解析結果と考察

第5章 簡易補強方法の提案

5.1 補強概要

3章で述べたように、対象建物の崩壊形は、+Y方向荷重時で1階脚部の降伏と住戸出入口上部梁のせん断破壊を伴う鉛直接合部のせん断（ずれ）破壊、-Y方向荷重時で1階脚部の接合部の降伏と鉛直接合部のせん断（ずれ）破壊である（図5.1）。図5.1は無開口の基本モデルの損傷の様子を示しているが、4章で検討した多くの開口モデルにおいても1階脚部接合部の損傷の度合いは比較的大きい。このため、建物脚部の接合部の損傷が建物の耐震性能に与えている影響は小さくなく、無視することはできない。

そこで、損傷の比較的大きい建物脚部に対して補強を行うことにより、開口新設により低下した耐力の上昇を図り、建物の耐震性能の向上を考える。

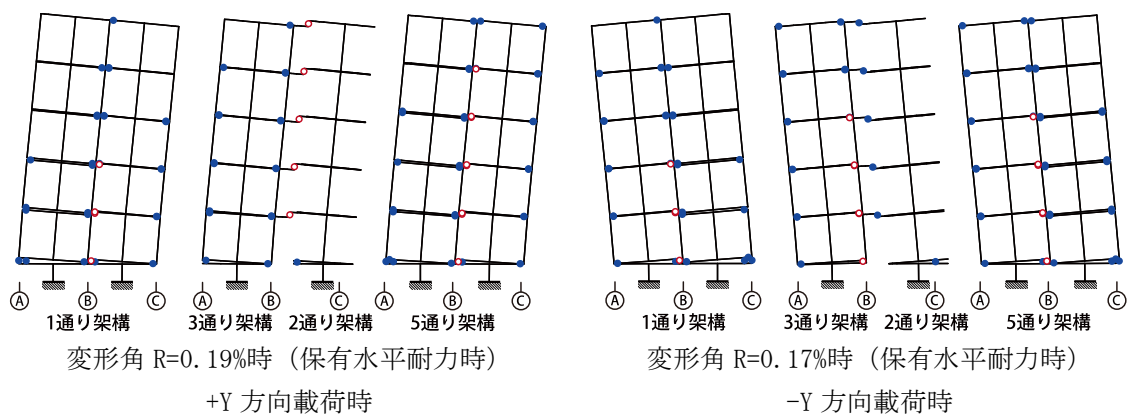


図 5.1 基本モデルの崩壊形

第5章 簡易補強方法の提案

建物脚部への補強部材設置箇所を図5.2-5.4の基準階平面、張間方向軸組および1階一住戸構成に示す。補強部材は、1・5・9・13通りのA通り側、2・4・6・8・10・12通りのC通り側に外部から設置する。施工性や経済性を考慮してこのような配置とする。これについては後述する。地上に出ている基礎梁の上部から1階壁板下部の範囲で、補強寄与の大きい接合部に限定した補強配置とするため、施工時における足場の組立や補強部材設置のための床板開口新設の必要がなく、最小範囲で外部から施工ができる。

A通り側の補強部材は平面上直方体断面であるが、C通り側の補強部材は壁板に添うように設置するため、平面上L字型の断面を有するものとする。

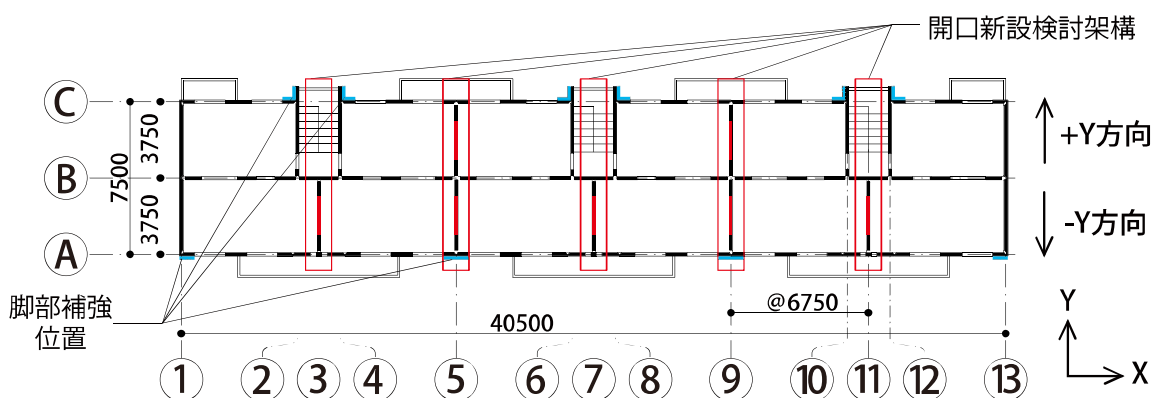


図5.2 補強部材設置箇所（基準階平面）

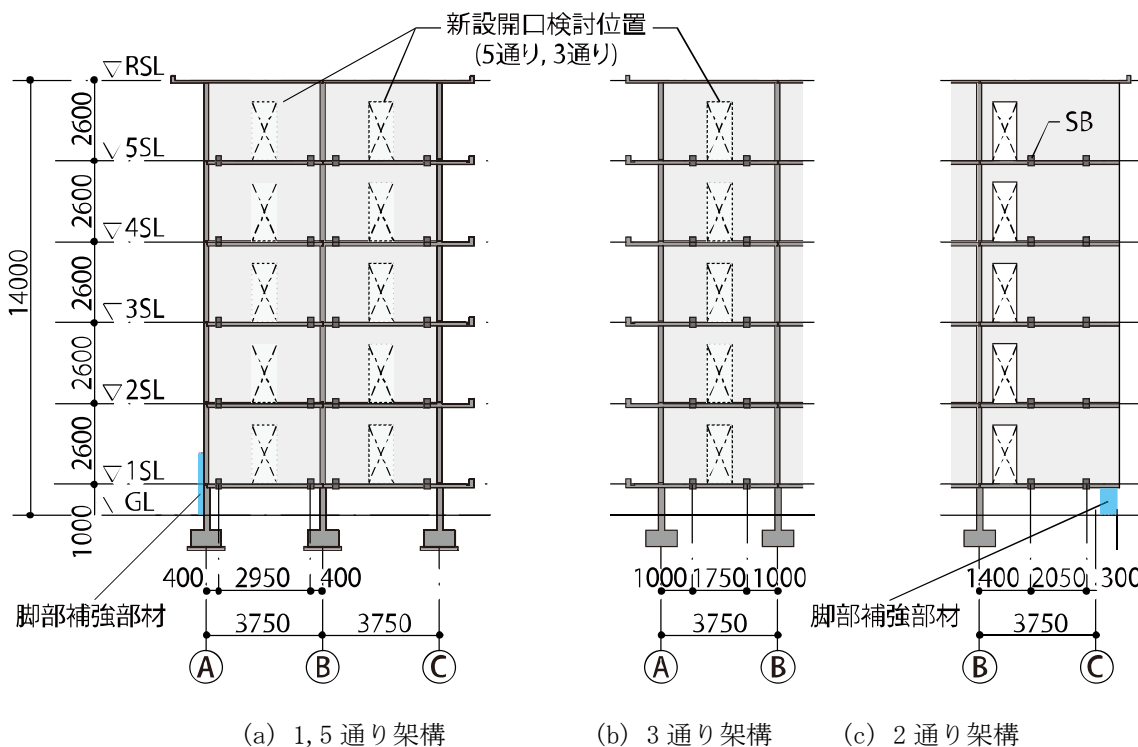


図5.3 補強部材設置箇所（張間方向軸組）

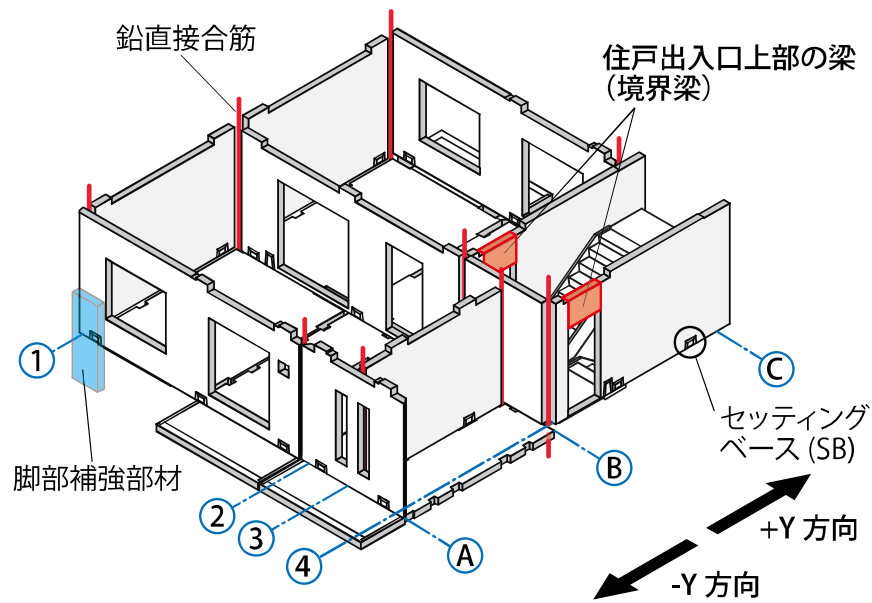


図 5.4 補強部材設置箇所 (1 階一住戸構成)

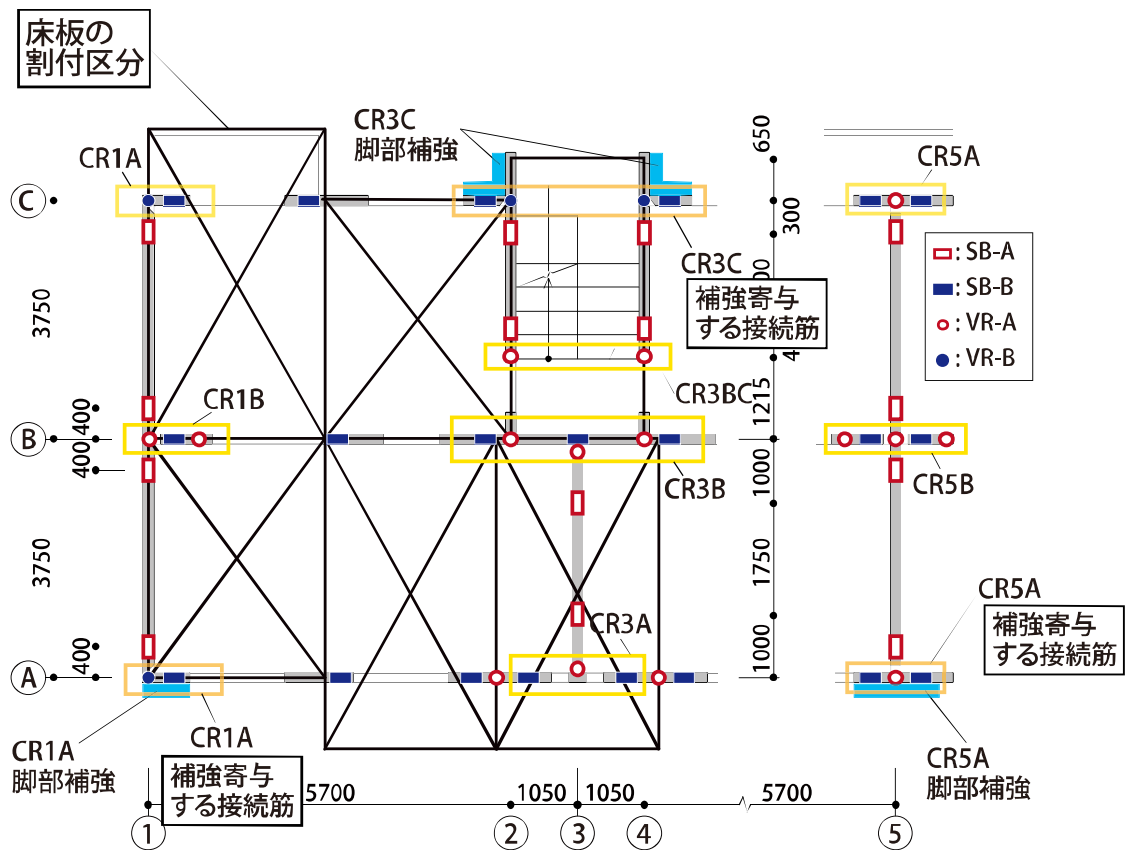


図 5.5 一住戸の床板構成と接続筋位置

第 5 章 簡易補強方法の提案

補強は、1 階脚部すなわち基礎梁と耐震壁に対する引抜力に抵抗するように、桁行方向の壁板に添うように建物の外部から行う。図 5.5 に一住戸の床板構成を示す。一住戸は 5 枚の床板によって構成されている。WPC 構造では接合部の破壊が顕著であると考えられるため、補強はその接合部に付随するような形式で設置することが望ましい。しかしながら、桁行方向の壁板に関する全ての接合部箇所に補強を行うことは非効率であり、補強量が多くなるために、その分コストがかかると推測できる。また、補強を行うために床板を研り、補強部材を設置するための開口を設けなければならない。例えば、3 通り架構の A 通り側にあるバルコニー部分（図 5.5 中の CR3A）に対して補強を行うとすると、そのために設けた開口により床板が分断され、バルコニー側の床板が落下する可能性が考えられる。そのため、この床板の落下に対する措置を脚部補強とは別に考慮しなければならない。その結果、施工の手間が増え、作業の能率が悪くなると考えられる。同様に、C 通り側にあるバルコニー部分の接合部（図 5.5 中 C 通り側の CR1A および CR5A）に対して補強を行うとしても、床板が落下する可能性は CR3A に対する補強ほど大きくはないが、補強部材用の床板開口を設ける作業が発生する。このように、補強部材を設置するために余計な作業が必要となる接合部箇所に関しては補強を行わない方が施工性の面からして望ましいと考えられる。補強部材設置以外の作業を省くことで、この脚部補強を簡易な補強方法として提案することができる。以上により、この脚部補強では補強工事における施工性や経済性の向上を期待する。

5.2 補強部材ディテール

図 5.5 に住戸内の接続筋位置を示している。脚部補強は桁行方向の 1 階壁板の基礎梁からの引抜力に抵抗させるため、張間方向に対する 1 階直交壁中のセッティングベース (SB) の耐力を上昇させる。従って、補強を考慮した解析モデル (以下、「補強モデル」と呼ぶ) では、1 階耐震壁下部の CR ばねの耐力を増加させる。図 5.5 に示すように、補強寄与する SB を有する CR ばねは、A 通りにある CR1A と CR5A, C 通りにある CR3C の 3 種類である。これらの CR ばね耐力を増加させる脚部補強をそれぞれ CR1A 補強, CR5A 補強, CR3C 補強と呼ぶこととする。

2 章でも述べたように, SB と鉛直接合筋 (VR) は位置に応じて 2 種類ずつの配筋設計がなされ, 図 5.5 中の SB-A と SB-B および VR-A と VR-B はそれぞれ SB と VR の配筋タイプであり, 表 5.1 のように鉄筋径が異なっている。また, 補強寄与する SB の接続筋の数を VR も含めて表 5.2 に整理する。

それぞれの補強部材幅は既存開口との取り合いから異なり, CR ばねの耐力上昇に寄与する補強部材中の引張主筋の本数もそれに依りて異なる。CR1A 補強部材詳細を図 5.6, CR3C 補強部材詳細を図 5.7, CR5A 補強部材詳細を図 5.8 に示す。補強部材の主筋径やあと施工アンカーによる定着等については後述する。

なお, 主筋径は D19 としたが, これを決定する上で, D13, D16, D19, D22 の径をパラメータにして解析モデルを作成し, これらの鉄筋径の違いが補強効果に与える影響について検討した。

表 5.1 SB の接続筋と鉛直接合筋 (VR) の配筋タイプと鉄筋径

階	SB の接続筋		鉛直接合筋（VR）	
	SB-A タイプ	SB-B タイプ	VR-A タイプ	VR-B タイプ
5	D16	D16	D16	D16
4				D19
3			D19	
2	D19	D19		D22
1	D22			

表 5.2 補強を考慮した CR ばね中の SB および VR 数

CR ばね名称	架構	直交壁の 通り名	引張方向	SB 数		VR 数	
				SB-A	SB-B	VR-A	VR-B
CR1A	1 通り	A 通り	+Y	－	1	－	1
CR3C	2 通り	C 通り	－Y	－	2	－	2
CR5A	5 通り	A 通り	+Y	－	2	1	－

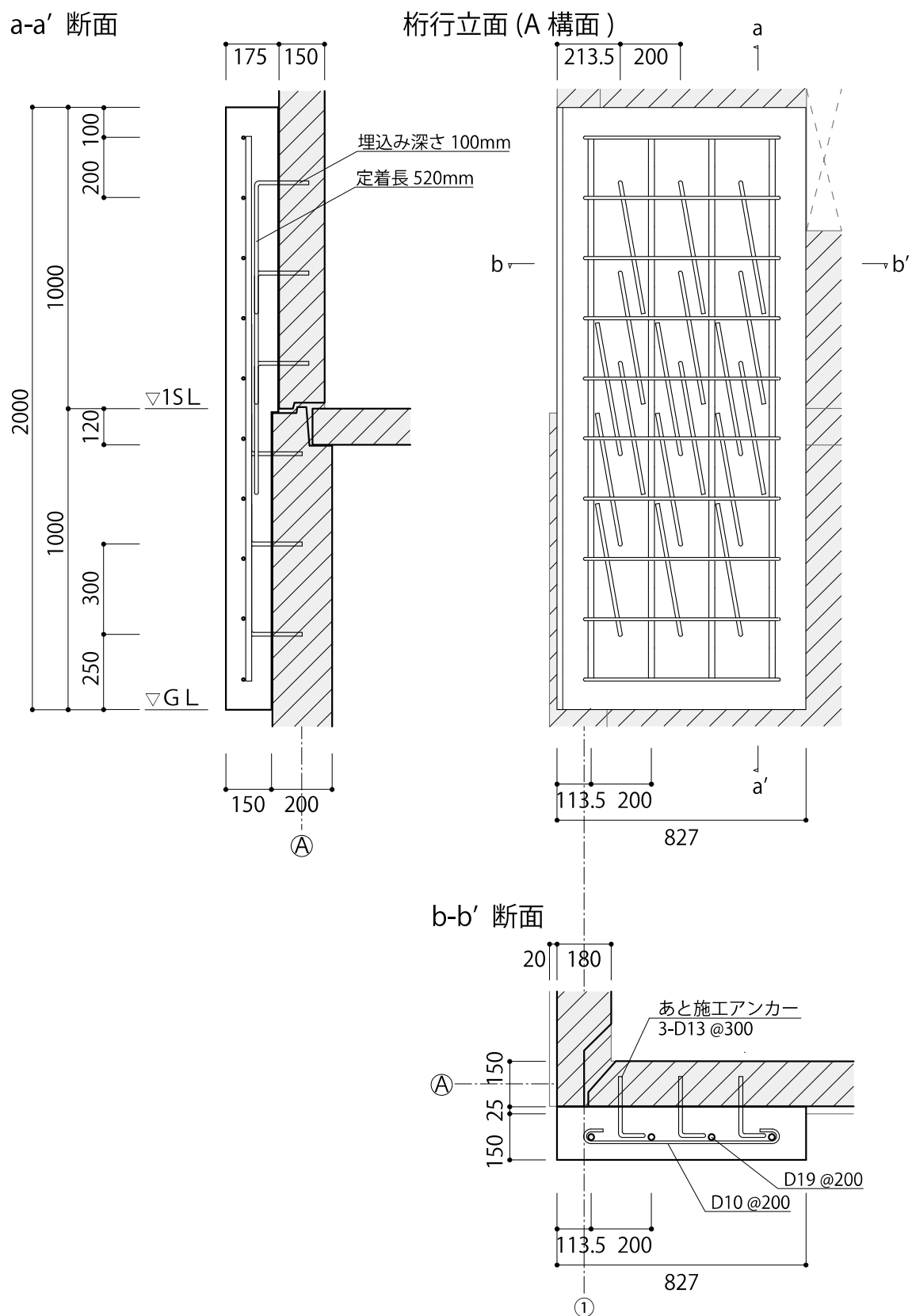


図 5.6 CR1A 補強部材詳細

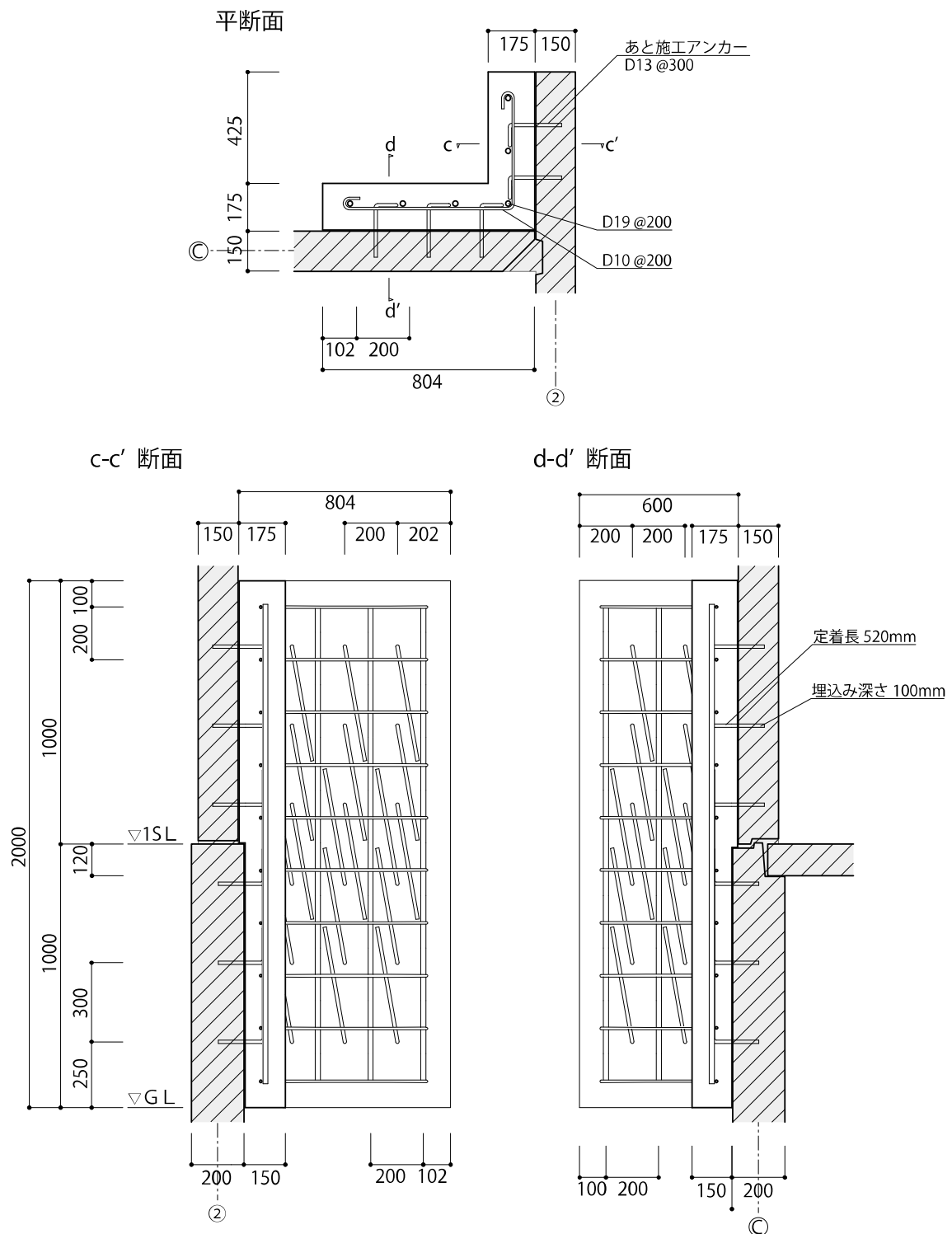


図 5.7 CR3C 補強部材詳細

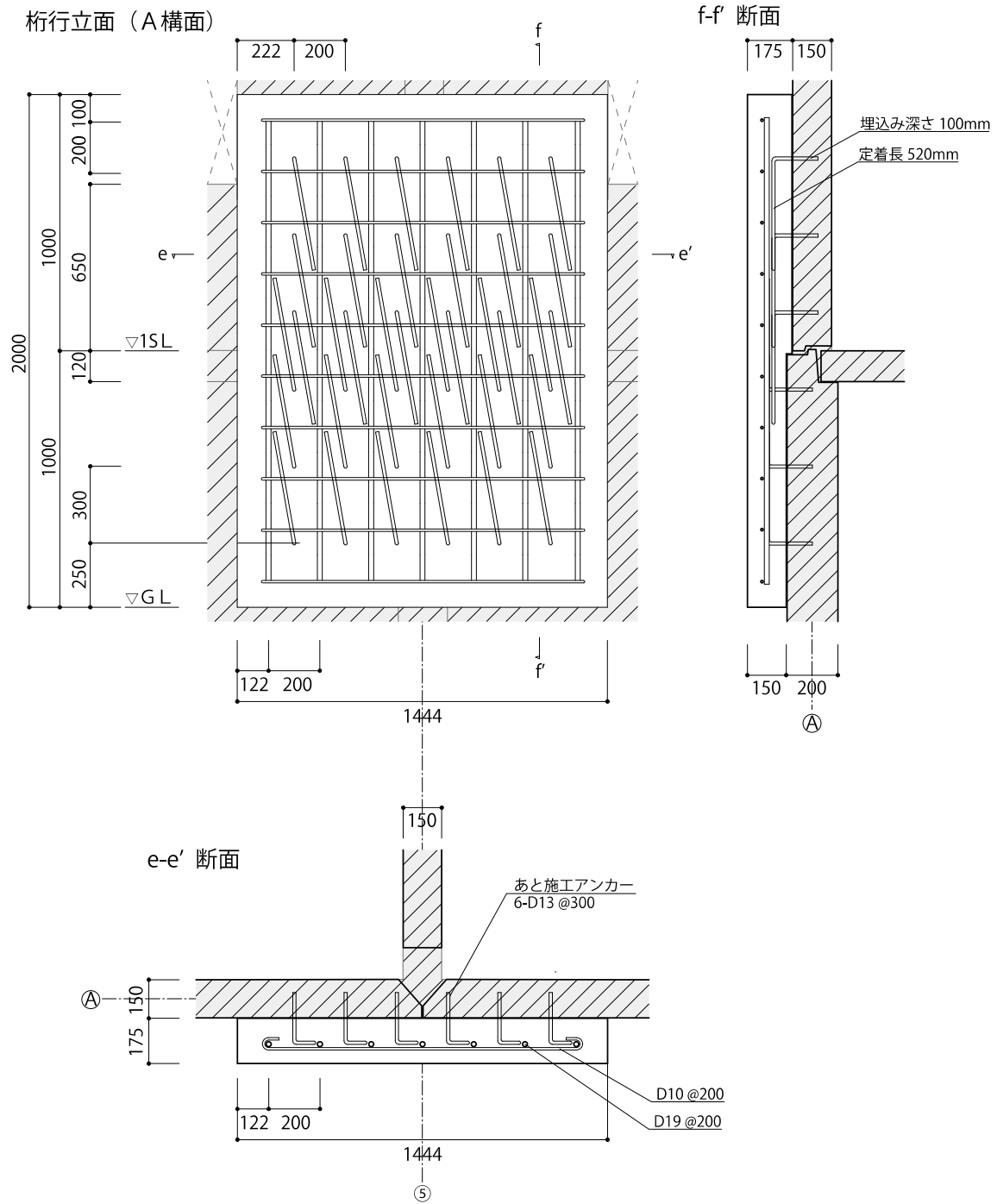


図 5.8 CR5A 補強部材詳細

補強部材の高さは GL から 2000mm, 厚さ 150mm から 175mm, 幅は既存開口との取り合いからそれぞれの補強部材で異なっている。それぞれの補強部材において, 縦主筋の径を D19, セン断補強筋となる横筋の径を D10 とし, どちらも 200mm ピッチで配筋する。配筋についての概要を表 5.3 に整理する。折曲げ内法寸法は $3d$ 以上 ($3 \times 9.53 = 28.59$) であり, 折曲げ角度が 180° の場合の鉄筋の余長は $4d$ 以上 ($4 \times 9.53 = 38.12$) であることを満たす。また, かぶり厚さについては 3 つの補強部材において 100mm 程度確保できているため, 表 5.4 に示す規定値を満たしている。補強部材はあと施工アンカーを用いて既存壁板と接合する。あと施工アンカーは D13 とし, 埋め込み深さ $5d \sim 13d$ および定着長さ $40d$ を確保するために, それぞれ 100mm および 520mm とする。この際, 補強部材形状から鉄筋を折り曲げて配筋した。また, あと施工アンカーについての配筋概要について表 5.5 に整理する。

表 5.3 筋概要

	径	公称直径 [mm]	ピッチ [mm]	折曲げ内法寸法 [mm]	余長 (折曲げ角度 180°) [mm]
せん断補強筋	D10	9.53 (=d)	100	30	40
主筋	D19	19.1	200		

表 5.4 鉄筋の設計かぶり厚さ (日本建築学会「鉄筋コンクリート造配筋指針」を参考)

部位			仕上げあり	仕上げなし	施行令に定める値
土に接しない部分	床スラブ・屋根スラブ・非耐力壁	屋内	30 以上	30 以上	20 以上
		屋外	30 以上	40 以上	
	柱・梁・耐力壁	屋内	40 以上	40 以上	30 以上
		屋外	40 以上	50 以上	
	擁壁		50 以上	50 以上	-
土に接する部分	柱・梁・床スラブ・屋根スラブ・壁・布基礎の立ち上がり部分		-	50 以上	40 以上
	基礎・擁壁		70 以上	70 以上	60 以上

表 5.5 あと施工アンカー配筋概要

径	公称直径 (mm)	埋め込み深さ (mm)	はしあき (mm)	ピッチ (mm)
D13	12.7 (=d)	100	250	たて : 300 よこ : 200

はしあきは $5d$ 以上 ($5 \times 12.7 = 63.5$) であり, ピッチは $7.5d$ 以上かつ 300mm 以下 ($7.5 \times 12.7 = 95.25$) であることを満たす。

第 5 章 簡易補強方法の提案

主筋径の決定（鉄筋径パラメータ解析）

主筋径を決定する上で、D13、D16、D19、D22 の径をパラメータにして解析モデルを作成し、これらの鉄筋径の違いが補強効果に与える影響について検討した。それぞれの鉄筋強度は、D13 と D16 で SD295、D19 と D22 で SD345 である。1 本あたりの耐力はそれぞれの鉄筋強度に鉄筋断面積を乗じることにより算出した。D13 で 37.4[kN/本]、D16 で 58.6[kN/本]、D19 で 98.8[kN/本]、D22 で 133.5[kN/本]である。これらの数値に CR1A、CR3C、CR5A 補強部材ごとに、鉄筋本数を乗じた値を各 CR ばね耐力に追加して、解析モデルを作成した。これらの解析結果からそれぞれの補強効果を比較した。これらの設定を表 5.6 に整理する。

表 5.6 各鉄筋径による追加耐力

鉄筋径	強度[N/mm ²]	断面積[mm ²]	引張耐力[kN/本]	補強部材	鉄筋本数	追加耐力[kN]
D13	295	126.7	37.4	CR1A	4	150
				CR3C	12	449
				CR5A	7	262
D16	295	198.6	58.6	CR1A	4	234
				CR3C	12	703
				CR5A	7	410
D19	345	286.5	98.8	CR1A	4	395
				CR3C	12	1186
				CR5A	7	692
D22	345	387.1	133.5	CR1A	4	534
				CR3C	12	1602
				CR5A	7	935

また、これらのパラメータに対する各 CR ばね復元力特性値を補強が行われていない基本モデルに対する比と共に表 5.7 に整理する。基本モデルの各 CR ばね復元力特性の荷重値に対して、補強主筋が D13 の場合は 1.5～3.6 倍の増分耐力、D16 の場合は 1.7～5.1 倍の増分耐力、D19 の場合は 2.2～8.0 倍の増分耐力、D22 の場合は 2.6～10.4 倍の増分耐力となった。これらの設定で作成した解析モデルをそれぞれ用いて、補強効果を確認し、比較考察する。図 5.9 に各解析モデルの荷重-変形関係を示す。各解析モデルの崩壊形を、+Y 方向については図 5.10 に、-Y 方向については図 5.11 に示す。

表 5.7 各 CR ばね荷重値(kN)と補強無しの場合との対比

補強無しの場合（基本モデル）						
	第 1 折点 (kN)	比 (倍)	第 2 折点 (kN)	比 (倍)	第 3 折点 (kN)	比 (倍)
CR1A	261	1	332	1	133	1
CR3C	521	1	664	1	266	1
CR5A	354	1	496	1	99	1
補強主筋 D13 の場合（D13 補強モデル）						
	第 1 折点 (kN)	比 (倍)	第 2 折点 (kN)	比 (倍)	第 3 折点 (kN)	比 (倍)
CR1A	410	1.6	481	1.5	283	2.1
CR3C	970	1.9	1112	1.7	715	2.7
CR5A	615	1.7	758	1.5	360	3.6
補強主筋 D16 の場合（D16 補強モデル）						
	第 1 折点 (kN)	比 (倍)	第 2 折点 (kN)	比 (倍)	第 3 折点 (kN)	比 (倍)
CR1A	495	1.9	566	1.7	368	2.8
CR3C	1224	2.4	1367	2.1	969	3.6
CR5A	764	2.2	906	1.8	509	5.1
補強主筋 D19 の場合（D19 補強モデル）						
	第 1 折点 (kN)	比 (倍)	第 2 折点 (kN)	比 (倍)	第 3 折点 (kN)	比 (倍)
CR1A	656	2.5	727	2.2	529	4.0
CR3C	1707	3.3	1850	2.8	1452	5.5
CR5A	1045	3.0	1188	2.4	790	8.0
補強主筋 D22 の場合（D22 補強モデル）						
	第 1 折点 (kN)	比 (倍)	第 2 折点 (kN)	比 (倍)	第 3 折点 (kN)	比 (倍)
CR1A	795	3.1	866	2.6	667	5.0
CR3C	2124	4.1	2266	3.4	1869	7.0
CR5A	1288	3.6	1431	2.9	1033	10.4

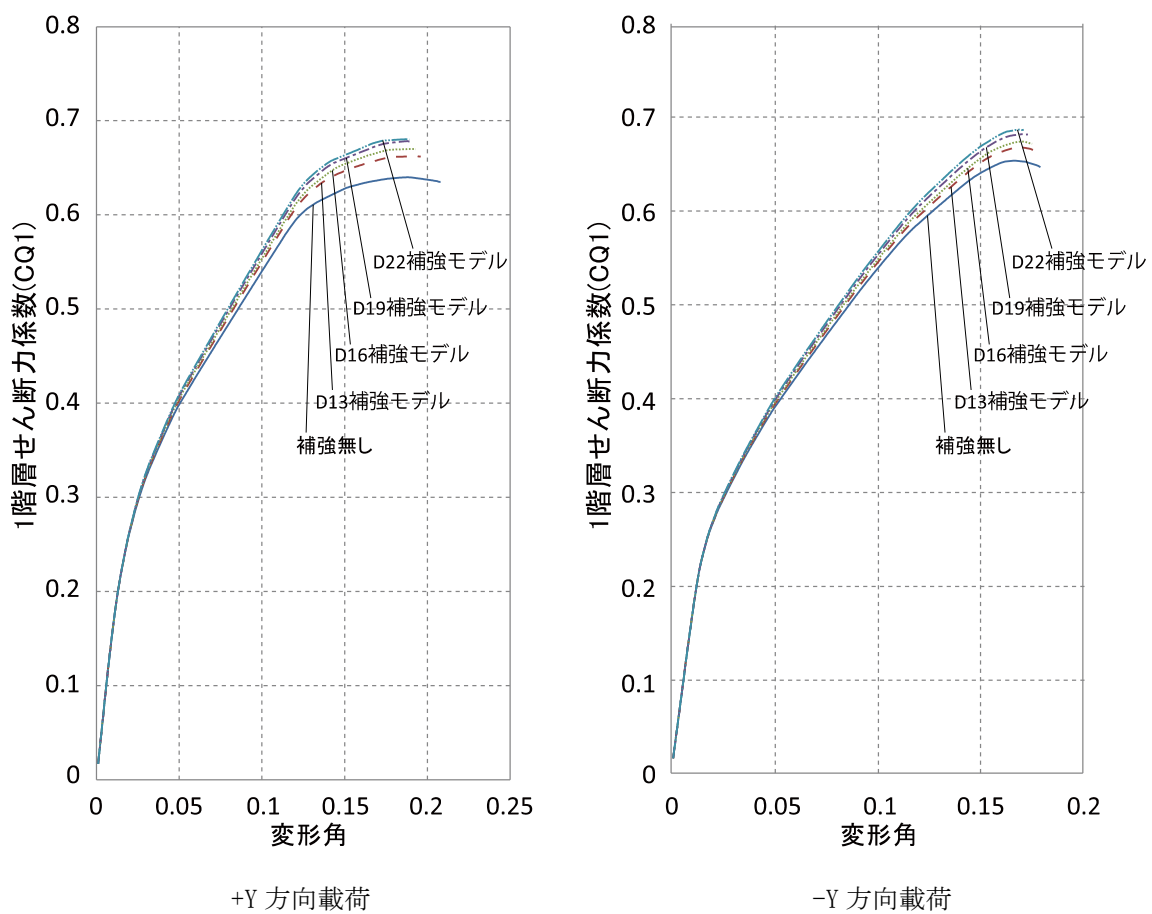


図 5.9 各解析モデル重-変形関係（主筋径パラメータ解析）

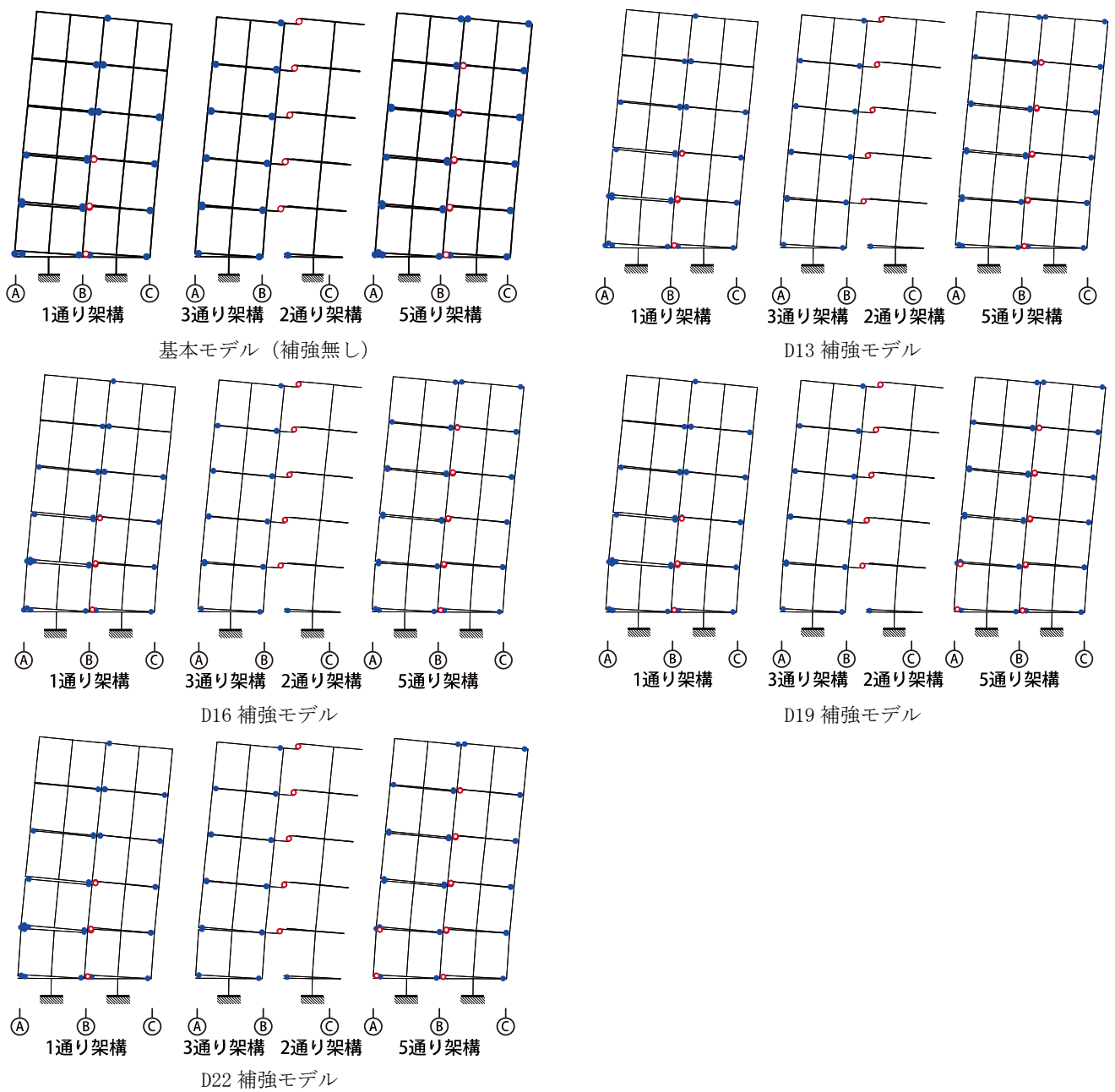


図 5.10 保有水平耐力時の変形の様子 (+Y 方向載荷) (主筋径パラメータ解析)

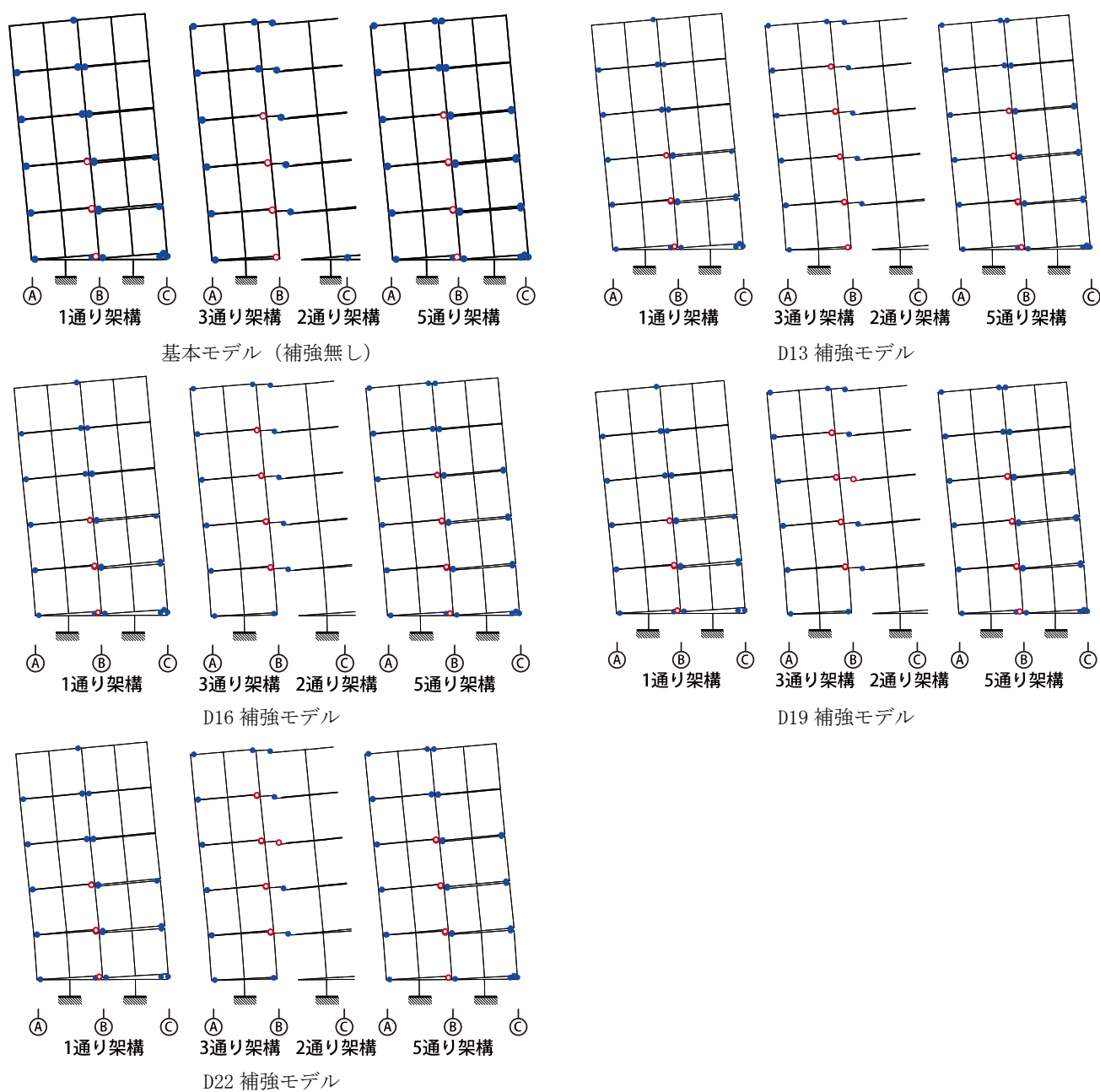


図 5.11 保有水平耐力時の変形の様子（-Y 方向載荷）（主筋径パラメータ解析）

図 5.9 に±Y 方向載荷時の各解析モデルの荷重-変形関係を示している。+Y 方向載荷時では、補強無しの基本モデルの保有水平耐力時の 1 階層せん断力係数 (C_{q1}) 0.64 に対して、D13 補強モデルでは $C_{q1}=0.66$ で 3.5%増、D16 補強モデルでは $C_{q1}=0.67$ で 4.7%増、D19 補強モデルでは $C_{q1}=0.68$ で 6.0%増、D22 補強モデルでは $C_{q1}=0.68$ で 6.3%増であった。補強主筋 D19 と D22 で同程度の結果が出た。D22 以上の径を主筋に用いたとしても D19 とほぼ同程度の効果となり、径に対して不相応な補強効果しか得られないと予想する。最も能率が良い補強効果が得られるのは補強主筋径が D19 のものであると考えられる。

-Y 方向載荷時では、補強無しの基本モデルの保有水平耐力時の $C_{q1}=0.65$ に対して、D13 補強モデルでは $C_{q1}=0.67$ で 2.2%増、D16 補強モデルでは $C_{q1}=0.67$ で 3.1%増、D19 補強モデルでは $C_{q1}=0.68$ で 4.3%増、D22 補強モデルでは $C_{q1}=0.69$ で 5.1%増であった。

図 5.10 および図 5.11 に±Y 方向載荷時の各解析モデルの保有水平耐力時の変形の様子を示している。+Y 方向載荷では 1 通り架構および 5 通り架構の A 通り側に設置した CR1A 補強および CR5A 補強が 1 階脚部の引抜力に抵抗する。よって、1 通り架構と 5 通り架構における変形に変化が現れると考えられる。D16 補強モデルまでは補強無しの基本モデルとほぼ同様の変形で各接合部ばねの損傷具合も同様であった。D19 補強モデルおよび D22 補強モデルでは、5 通り架構 A-B 間 1 階耐震壁上下の JQ ばねが破断したことが確認できる。これは、補強により、D16 補強モデルでは破断しなかった JQ ばねが破断するまでの耐力にまで上昇したことが考えられる。

-Y 方向載荷では 2 通り架構の C 通り側に設置した CR3C 補強が 1 階脚部の引抜力に抵抗する。よって、2 通り架構および 3 通り架構における変形に変化が現れると考えられる。補強無しの基本モデルでは 2 通り架構 C 通り側の 1 階の CR ばねが降伏したが、全ての補強モデルにおいて、当該 CR ばねは降伏には至らなかった。また、D19 補強モデルおよび D22 補強モデルでは、3 階の境界梁の破断が見られた。

崩壊形については、主筋径が D19 以上の補強モデルで基本モデルに対する変化が比較的顕著に現れた。また、荷重-変形関係から見ても D19 の主筋を用いた場合が最も能率的であると考えられる。以上の結果から、D19 を補強部材の主筋径として採用する。

第5章 簡易補強方法の提案

あと施工アンカーの必要量

新設する補強部材はあと施工アンカーにより既存壁板と接合する。脚部補強を有効にするため、主筋よりアンカー筋の破壊が先行しないように、主筋の引張耐力よりアンカー筋のそれを大きくする必要がある。ここでは、そのために必要なあと施工アンカーの量を確認する。あと施工アンカーの呼び径は13mmとし、諸条件を以下に整理する。これを基にアンカー筋の必要本数を検討する。

条件			
あと施工アンカー径	埋め込み深さ	降伏強度	RC 圧縮強度
13mm (公称断面積 127mm ²)	100mm	295N/mm ²	21N/mm ²

あと施工アンカーを用いた接合部の引張耐力は、①アンカー筋の断面、②コーン破壊を生じるコンクリート断面、③付着破壊を生じるコンクリート断面、それぞれに対するものを算出し、これらの内最も小さい値とする。

①アンカー筋の断面に対する耐力

$$295 \text{ (N/mm}^2\text{)} \times 127 \text{ (mm}^2\text{)} / 1000 = \mathbf{37.5 \text{ (kN/本)}}$$

②コーン破壊を生じるコンクリート断面に対する耐力

$$0.23 \times \sqrt{21 \text{ (N/mm}^2\text{)}} \times 27318 \text{ (mm}^2\text{)} / 1000 = \mathbf{28.8 \text{ (kN/本)}}$$

アンカーの有効埋め込み深さ：100 (mm) - 13 (mm) = 87 (mm)

コーン破壊を生じるあと施工アンカー接合部断面の有効投影面積：

$$3.14 \times 87 \text{ (mm)} \times (87 \text{ (mm)} + 13 \text{ (mm)}) = 27318 \text{ (mm}^2\text{)}$$

③付着破壊を生じるコンクリート断面に対する耐力

$$10 \times \sqrt{(21 \text{ (N/mm}^2\text{)}) / 21} \times 13 \text{ (mm)} \times 87 \text{ (mm)} \times 3.14 / 1000 = \mathbf{35.5 \text{ (kN/本)}}$$

これより、②の **28.8kN** をアンカー1本あたりの引張耐力とする。

あと施工アンカーを用いた接合部の引張耐力はコーン破壊を生じるコンクリート断面に対する耐力で決まり、これにより算出したアンカー筋1本あたりの引張耐力 (28.8kN) で、1つの補強部材中の主筋の引張耐力で除し、アンカー筋の必要本数を CR1A 補強, CR3C 補強, CR5A 補強それぞれ 14, 21, 25 本であると算出した。これを満たすように、CR1A 補強, CR3C 補強, CR5A 補強それぞれ 18, 30, 36 本のアンカー筋を用いている。計算概要を以下に示す。

・CR1Aについて

条件		
主筋径	主筋本数	降伏強度
D19（公称断面積 286.5mm ² ）	4 本	345N/mm ²

補強部材 1 つあたりの鉄筋の引張耐力は、

$$345 \text{ (N/mm}^2\text{)} \times 286.5 \text{ (mm}^2\text{)} \times 4 \text{ (本)} / 1000 = \mathbf{395.4 \text{ (kN)}}$$

アンカーが破壊要因とならないように、鉄筋の引張耐力よりアンカーの引張耐力が大きくならなければならない。そのために少なくとも必要なアンカー本数は、

$$395.4 \text{ (kN)} / 28.8 \text{ (kN)} = 13.7$$

これより、アンカーの必要量は **14 本**。

・CR3Cについて

条件		
主筋径	主筋本数	降伏強度
D19（公称断面積 286.5mm ² ）	6 本	345N/mm ²

補強部材 1 つあたりの鉄筋の引張耐力は、

$$345 \text{ (N/mm}^2\text{)} \times 286.5 \text{ (mm}^2\text{)} \times 6 \text{ (本)} / 1000 = \mathbf{593.1 \text{ (kN)}}$$

アンカーが破壊要因とならないように、鉄筋の引張耐力よりアンカーの引張耐力が大きくならなければならない。そのために少なくとも必要なアンカー本数は、

$$593.1 \text{ (kN)} / 28.8 \text{ (kN)} = 20.6$$

これより、アンカーの必要量は **21 本**。

第 5 章 簡易補強方法の提案

・ CR5A について

条件		
主筋径	主筋本数	降伏強度
D19（公称断面積 286.5mm ² ）	7 本	345N/mm ²

補強部材 1 つあたりの鉄筋の引張耐力は、

$$345(\text{N/mm}^2) \times 286.5(\text{mm}^2) \times 7(\text{本}) / 1000 = \mathbf{691.9(\text{kN})}$$

アンカーが破壊要因とならないように、鉄筋の引張耐力よりアンカーの引張耐力が大きくならなければならない。そのために少なくとも必要なアンカー本数は、

$$691.9(\text{kN}) / 28.8(\text{kN}) = 24.0$$

これより、アンカーの必要量は **25 本**。

5.3 補強を考慮した解析モデル

図 5.6-5.8 に示すように、主筋は CR1A 補強で 4 本、CR3C 補強で 12 本(6 本×2)、CR5A 補強で 7 本とする。これらの主筋が建物脚部の引抜力に抵抗する。強度 SD345、主筋径 D19 の鉄筋を引張主筋として使用する。この主筋 1 本あたりの引張耐力は 98.8kN であり、これに各補強部材中の主筋本数を乗じた値を各 CR ばね耐力に累加する。つまり、各 CR ばねの復元力特性の各折点の荷重に補強による追加耐力を累加する。この時、各折点の変位は変更していない。これらの設定を表 5.8、各 CR ばね復元力特性を図 5.12 に示し、整理する。図 5.12 にはそれぞれの補強を考慮した CR ばねの補強前後の復元力特性を示している。図 5.13 に示す解析モデル下部の構成に示す位置の CR ばねをそれぞれ補強 CR ばねとする。

このように、補強効果を考慮して CR ばね耐力を増大した補強モデルを用いて解析を行い、補強効果を確認する。

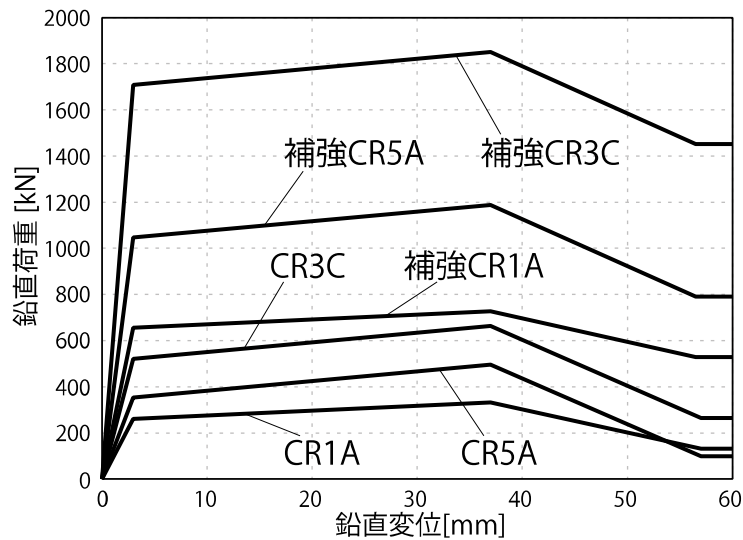


図 5.12 各 CR ばね復元力特性

表 5.8 各 CR ばね復元力特性値

CR ばね名称		第 1 折点		第 2 折点		第 3 折点		終点	
		荷重 [kN]	変位 [mm]	荷重 [kN]	変位 [mm]	荷重 [kN]	変位 [mm]	荷重 [kN]	変位 [mm]
補強前	CR1A	261	3	332	37	133	57	133	99
	CR3C	521	3	664	37	266	57	266	99
	CR5A	354	3	496	37	99	57	99	99
補強後	補強 CR1A	656	3	727	37	528	57	528	99
	補強 CR3C	1707	3	1850	37	1452	57	1452	99
	補強 CR5A	1046	3	1188	37	791	57	791	99

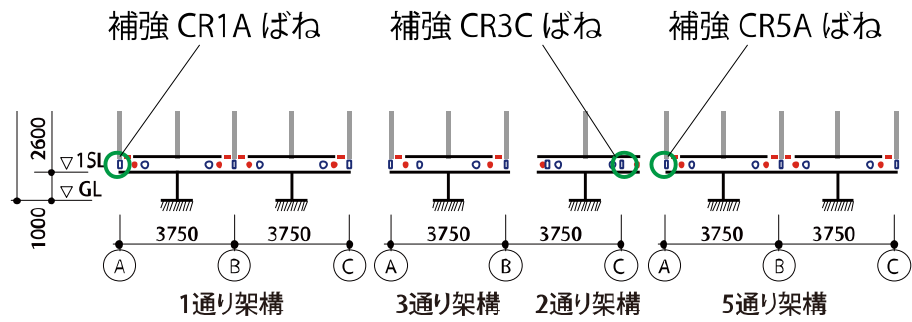


図 5.13 補強モデルにおける各補強 CR ばね位置

5.4 解析結果と考察

前節で示した補強モデルを用いて、脚部補強効果を評価する。ここでは、4章で検討した、5通り架構耐震壁への新設開口モデルの内、改修計画上有効と考えらる、または特に耐力低下が大きかった開口モデルに対して、脚部補強を考慮した解析モデルを作成し、その補強効果を定量的に評価する。さらに、この脚部補強によって新設開口の無い従前の建物（基本モデル）と同等以上の耐力を得る開口モデルの傾向について分析する。使用する開口モデルは、無開口の基本モデルに加え、1階開口（1-a）、5階開口（1-e）1階開口無し（4-a）連層開口（5-a）とする。±Y方向載荷で解析を行う。

図 5.14 に各解析モデルの+Y 方向載荷時の荷重-変形関係を示し、補強有無の比較を行う。+Y 方向載荷により、A 通り側の 1 階脚部の引抜力に対して、同側に設置する CR1A および CR5A 補強部材がそれに抵抗するように機能する。補強前の各解析モデルの保有水平耐力時 1 階層せん断力係数 (C_{q1}) は無開口で 0.64、1 階開口で 0.63、5 階開口で 0.64、1 階開口無しで 0.63、連層開口で 0.58 であった。これに対し、補強後の各解析モデルの保有水平耐力時 C_{q1} は無開口で 0.68、1 階開口で 0.67、5 階開口で 0.67、1 階開口無しで 0.65、連層開口で 0.60 であった。脚部補強により、無開口で 6.3%、1 階開口で 6.3%、5 階開口で 5.9%、1 階開口無しで 3.2%、連層開口で 3.4%耐力が上昇した。特に、開口数の少ないモデルに対して補強効果が大きくなった。この結果から、補強効果は 3~6%程度の耐力上昇であり、連層開口のような大規模な開口新設よりも特定階のみへの開口新設のような小規模なものに対して高い補強効果が得られると考えられる。耐力低下の大きい連層開口モデルでは、脚部補強だけでは基本モデル（従前の建物）の耐力を上回らなかったが、連層開口モデル以外ではその耐力を上回った。これは、脚部補強により基本モデルの耐力を上回ったモデルは基本モデルに対する耐力低下が 2%未満であり、補強による耐力上昇率が基本モデルに対する耐力低下率を上回ったためであると考えられる。このことから、基本モデルに対する耐力低下が 3~6%未満である開口モデルに対しては、脚部補強のみで従前の建物の耐力を上回る可能性が大きいと推察できる。また、開口数の少ないモデルは変形角 $R=0.19\%$ 付近、開口数の多いモデルは変形角 $R=0.24\%$ 付近で保有水平耐力に至る。開口数により保有水平耐力時変形角は異なるが、補強有無による差異はほとんどないため、脚部補強が保有水平耐力時変形角に与える影響はないと考えられる。

図 5.15 に 1 通り架構および 5 通り架構の崩壊形（保有水平耐力時の変形の様子）を示し、補強有無の比較を行う。崩壊形は+Y 方向載荷時に有効な CR1A 補強および CR5A 補強を行った 1・5 通り架構のみ示す。基本モデルの崩壊形は 1 階脚部の接合部の降伏と境界梁のせん断破壊を伴う鉛直接合部のせん断（ずれ）破壊であった。これに加えて、A 通りの 1 階耐震壁に位置する JQ ばねの破断が、いずれの補強モデルにおいても確認できた。これは脚部補強により耐力上昇した CR ばねが建物脚部の引抜力に抵抗する間に JQ ばねの破壊が先行したからであると考えられる。また、1 階脚部の損傷が抑えられた一方で、2SL の接合部ばねの損傷が大きくなった。

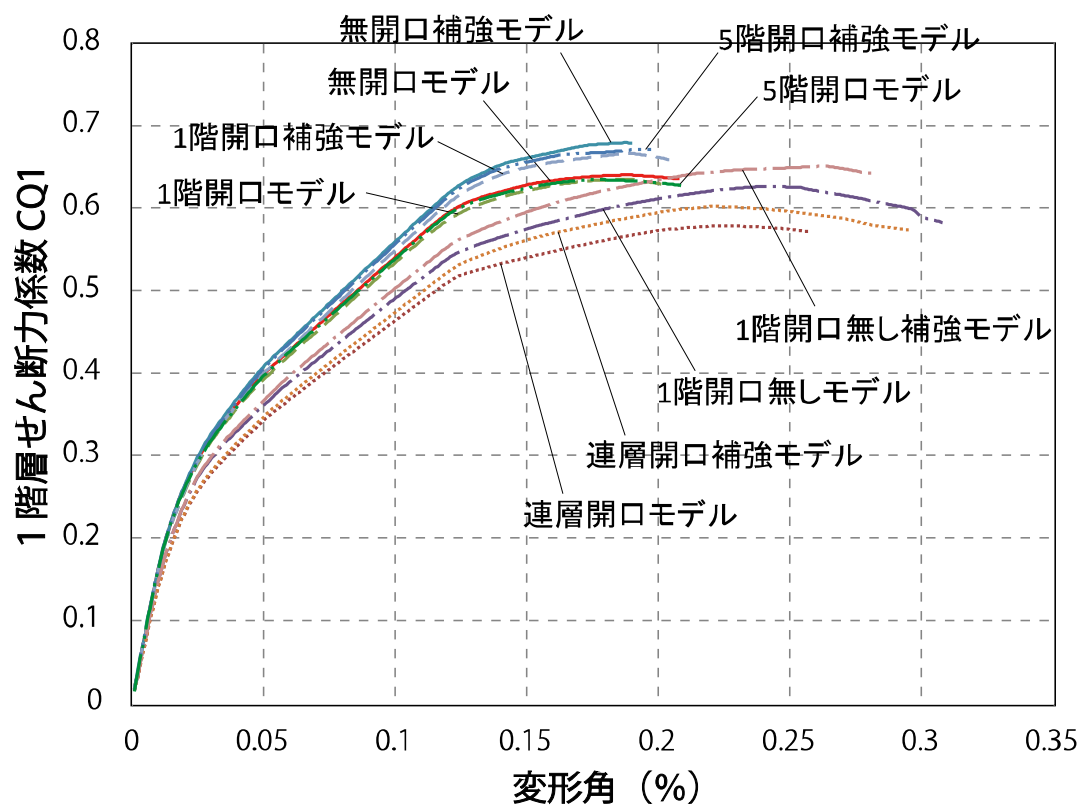


図 5.14 補強有無の比較 (+Y) (荷重-変形関係)

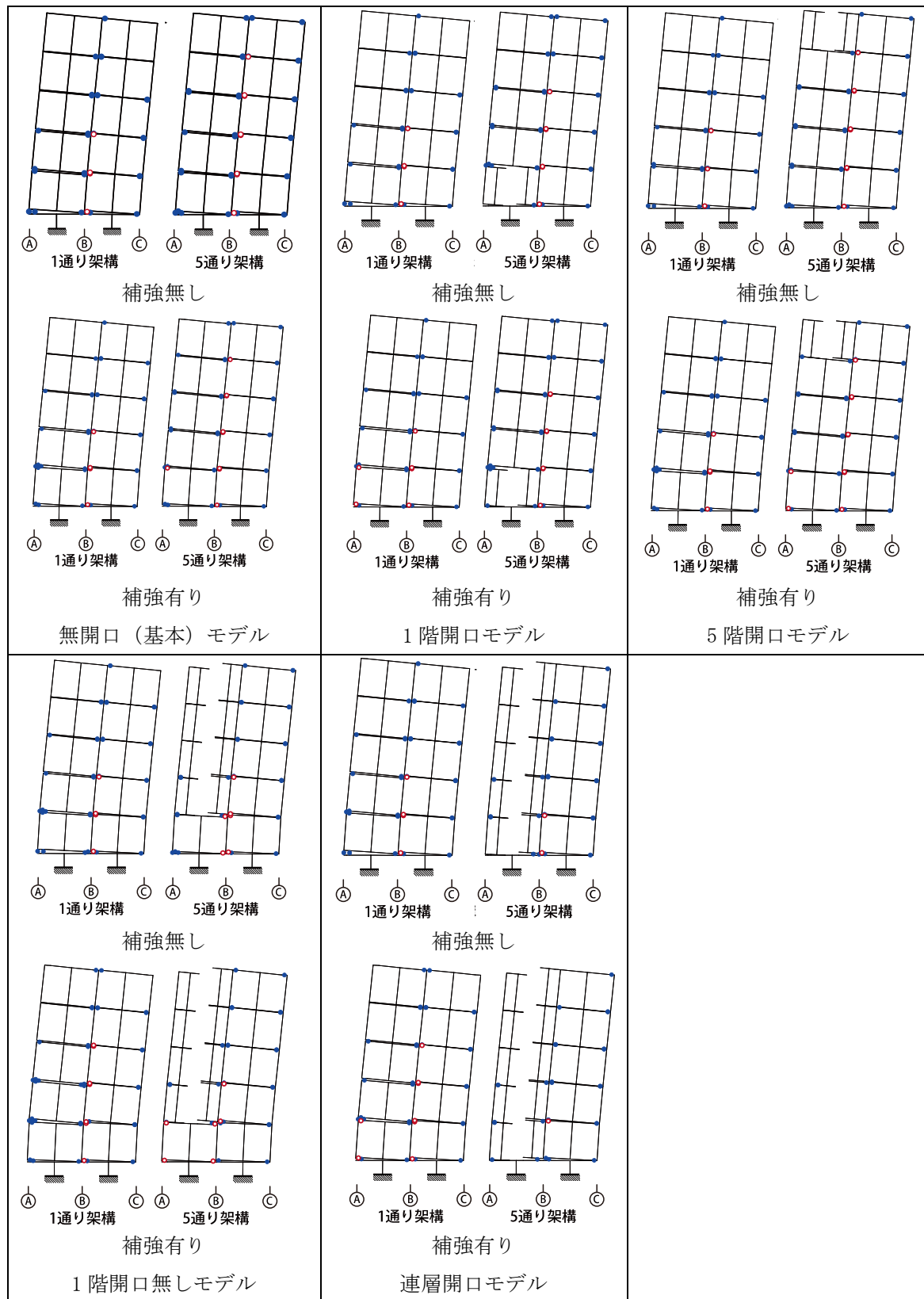


図 5.15 補強有無の比較 (+Y) (崩壊形)

第5章 簡易補強方法の提案

+Y 方向と同様に、図 5.16 に各解析モデルの-Y 方向載荷時の荷重-変形関係を示し、補強有無の比較を行う。-Y 方向載荷により、C 通り側の 1 階脚部の引抜力に対して、同側に設置する CR3C 補強部材がそれに抵抗するように機能する。各解析モデルは変形角 $R=0.17\%$ 付近で保有水平耐力に達した。補強前の各解析モデルの保有水平耐力時 1 階層せん断力係数 (C_{q1}) は無開口で 0.65, 1 階開口で 0.64, 5 階開口で 0.65, 1 階開口無しで 0.62, 連層開口で 0.57 であった。これに対し、補強後の各解析モデルの保有水平耐力時 C_{q1} は無開口で 0.69, 1 階開口で 0.68, 5 階開口で 0.69, 1 階開口無しで 0.63, 連層開口で 0.59 であった。脚部補強により、無開口で 6.2%, 1 階開口で 6.3%, 5 階開口で 6.2%, 1 階開口無しで 1.6%, 連層開口で 3.5%耐力が上昇した。このような結果から、補強効果は 1~6%程度であると考えられる。+Y 方向と同様に連層開口のような大規模な開口新設よりも特定階のみへの小規模な開口新設に対して高い補強効果が得られると考えられる。1 階開口モデルだけが脚部補強のみで基本モデル（従前の建物）の耐力を上回った。これは、1 階開口モデルの基本モデルに対する耐力低下率が 2%程度であり、補強による耐力上昇率を下回ったためであると考えられる。

図 5.17 に 5 通り架構と 3 通り架構の崩壊形（保有水平耐力時の変形の様子）を示す。は-Y 方向載荷時に有効な CR3C 補強を行った 3・2 通り架構と開口新設した 5 通り架構について示す。基本モデルの崩壊形は 1 階脚部の接合部の降伏と鉛直接合部のせん断（ずれ）破壊であった。これに加えて、境界梁のせん断破壊が開口数の少ないモデルにおいて確認できた。これは 1 階脚部の引抜力に抵抗する補強により 2 通り架構全体の浮上りが抑えられ、3 通り架構とのずれが大きくなったためであると考えられる。

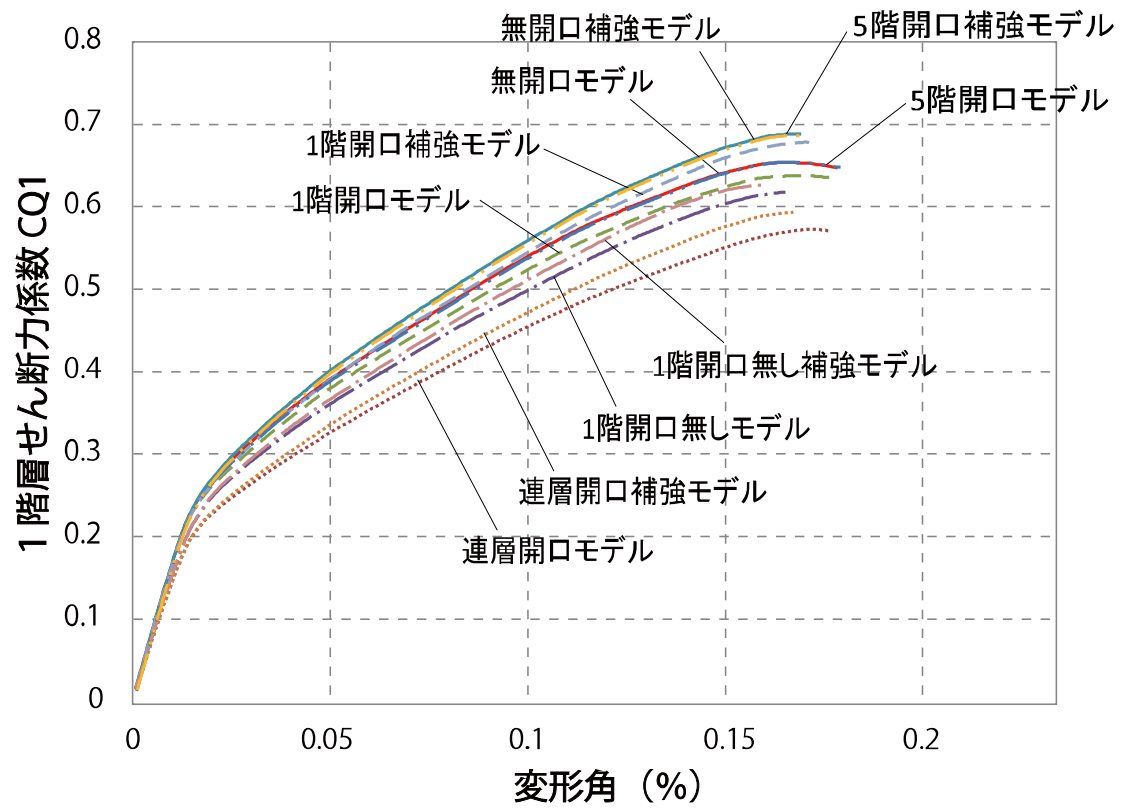


図 5.16 補強有無の比較 (Y) (荷重-変形関係)

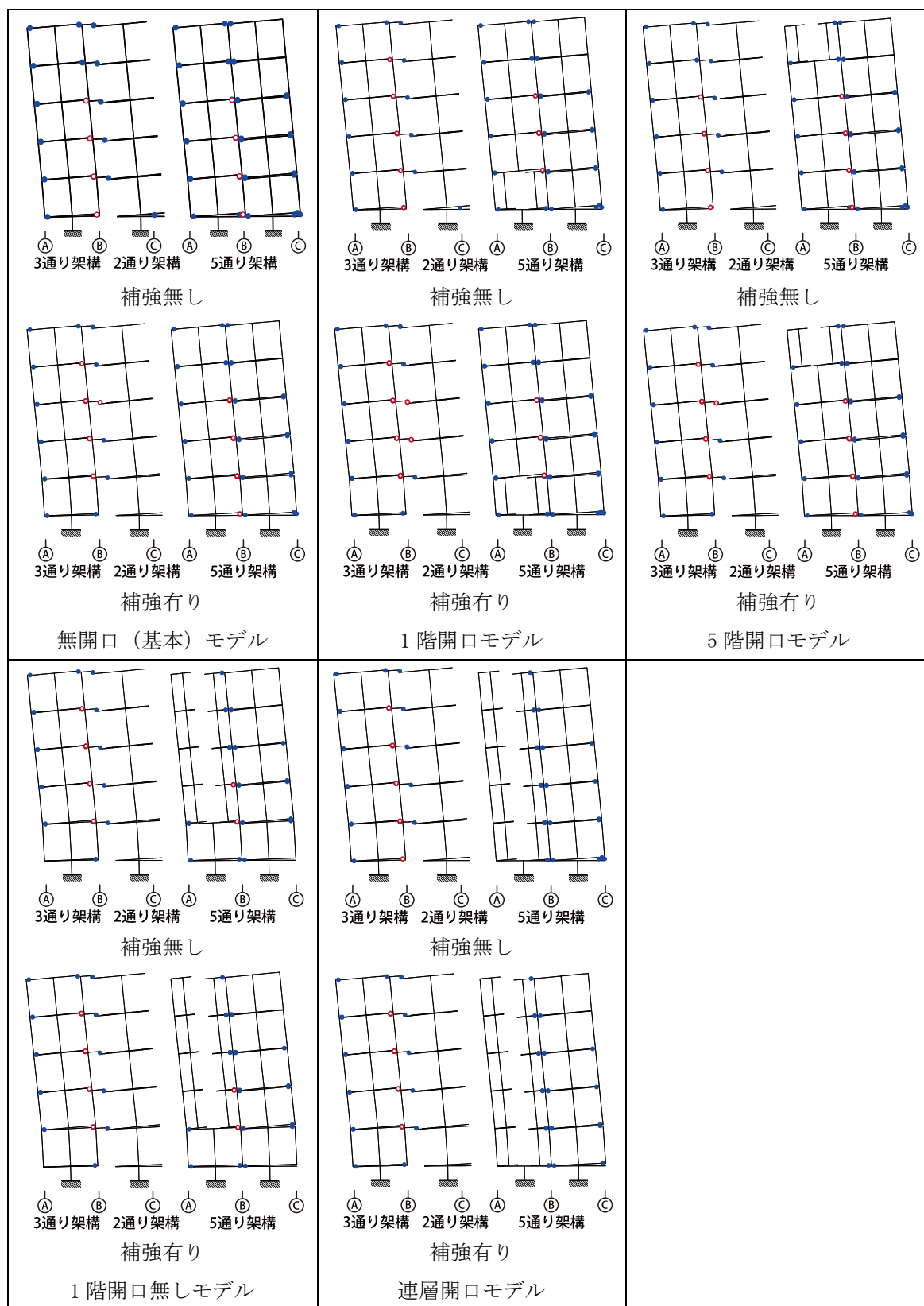


図 5.17 補強有無の比較（-Y）（崩壊形）

これらのことから、 $\pm Y$ 方向において、開口新設による耐力低下率に対して補強による耐力上昇率が大きい開口モデルであれば、脚部補強だけで従前の建物の耐力を上回ることができると考えられる。

第 6 章 基礎浮上りの検討

6.1 基礎浮上り検討解析モデルの概要

6.2 解析結果と考察

6.3 必要保有水平耐力との比較

第6章 基礎浮上りの検討

6.1 基礎浮上り検討解析モデルの概要

これまでの解析では、基礎は杭などと共に地盤と一体になっているものと仮定し、地上部のみを対象に地震時の建物の耐震性能を評価してきた。しかし、対象建物のような、高度経済成長期に建設された WPC 構造集合住宅建物は杭の上に基礎が乗るだけで、これらが一体化されていないものも存在する。この場合、基礎ごと建物が浮上り、その後転倒する可能性があると考えられる。そこで、基礎の浮上りによる転倒を考慮した解析モデル（以下、「浮上り検討モデル」と呼ぶ）を作成し、建物の耐震性能評価を行う。

浮上り検討モデルは基本モデルを基に図 6.1 のように作成した。図 6.2 には対象建物の基礎伏図、図 6.3 には主な基礎梁断面を示す。1 通りから 5 通りまでの基礎伏図を示した図 6.2 のように、基礎梁を 9 つに分類する。地上部の基礎梁は立面が I 型となる弾性線材で構成し、その平断面と同じ長方形断面で図心位置に配置する。張間方向に直交する基礎梁は分類した桁行方向の長さ分の長方形断面を有する弾性線材とする。地下部の基礎梁は剛材とし、基礎梁端部で建物の転倒回転を検討するため、図 6.2 の基礎伏図に示す基礎梁幅を以って、剛材を直交する基礎梁中心位置から A 通り側で 500mm、C 通り側で 400mm 外側に延長する（図 6.1）。

図 6.2 のように分類した基礎梁ごとの重量および図 6.3 に示すような基礎梁に付随する土重量をそれぞれ算出する。算出した重量を分類した基礎梁ごとにそれぞれ累加し、それらを直交基礎梁部材上端に節点荷重としてそれぞれ与える。基礎梁重量算出および荷重の設定について表 6.1-6.3 に整理する。表中の重量は、分類した基礎梁および付随する土の体積に鉄筋コンクリート比重 $2.4[t/m^3]$ および普通土比重 $1.7[t/m^3]$ を乗じ、さらに架構数倍（表 6.3）した後、9.8 を乗じて重量単位を $[ton]$ から $[kN]$ へと換算したものである。

建物が浮上る挙動を評価するための回転ばねを図 6.1 に示すように基礎梁端部下に与えた。+Y 方向では C 通り側に、-Y 方向では A 通り側に設ける。回転剛性は、地震時の建物の浮上りによる鉛直変位を 1mm 以下に抑えるように仮定して算出する。回転ばねはこれを満たす剛性を有するものとし、転倒回転に対して抵抗する向きに弾性高剛性とする。回転剛性の概算については図 6.4 に整理する。

線の重なりによる図の煩雑化を防ぐことを意図して、図 6.1 には表現していないが、各架構の鉛直変位を同等に保つように拘束する鉛直ばねを設けている。そのばねは転倒時に引っ張り上げられる側の基礎梁位置で各架構を繋いでいる。後述する建物の変形図には、これが表現されている。

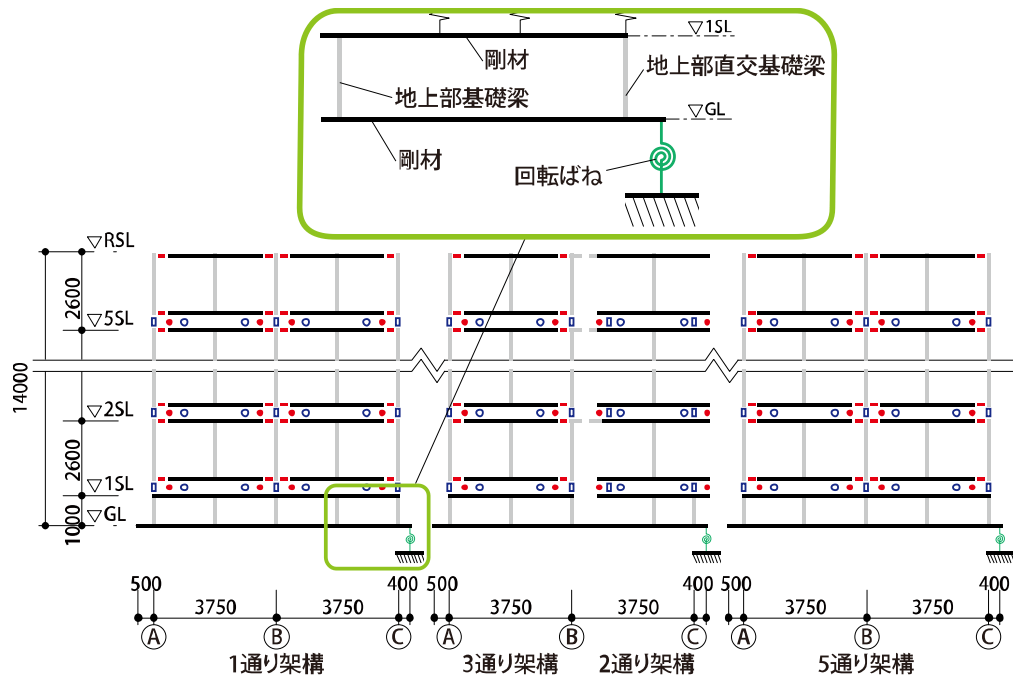


図 6.1 浮上り検討モデルの構成 (+Y 方向)

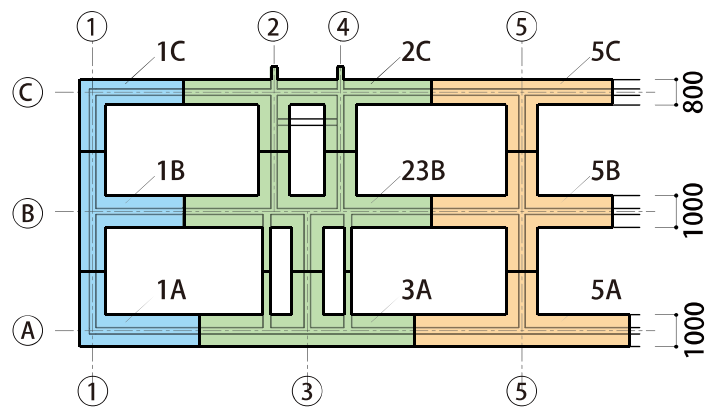


図 6.2 基礎伏図と基礎梁の分類

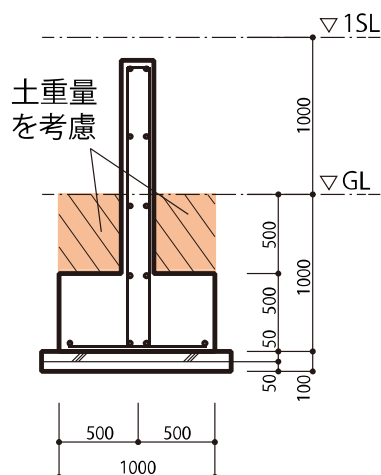


図 6.3 主な基礎梁断面

表 6.1 基礎梁重量

[illegible]

表 6.2 土の重量

[illegible]

表 6.3 分類した基礎梁の架構数

基礎梁	1A	1B	1C	3A	23B	2C	5A	5B	5C
架構数	2	2	2	3	3	3	2	2	2

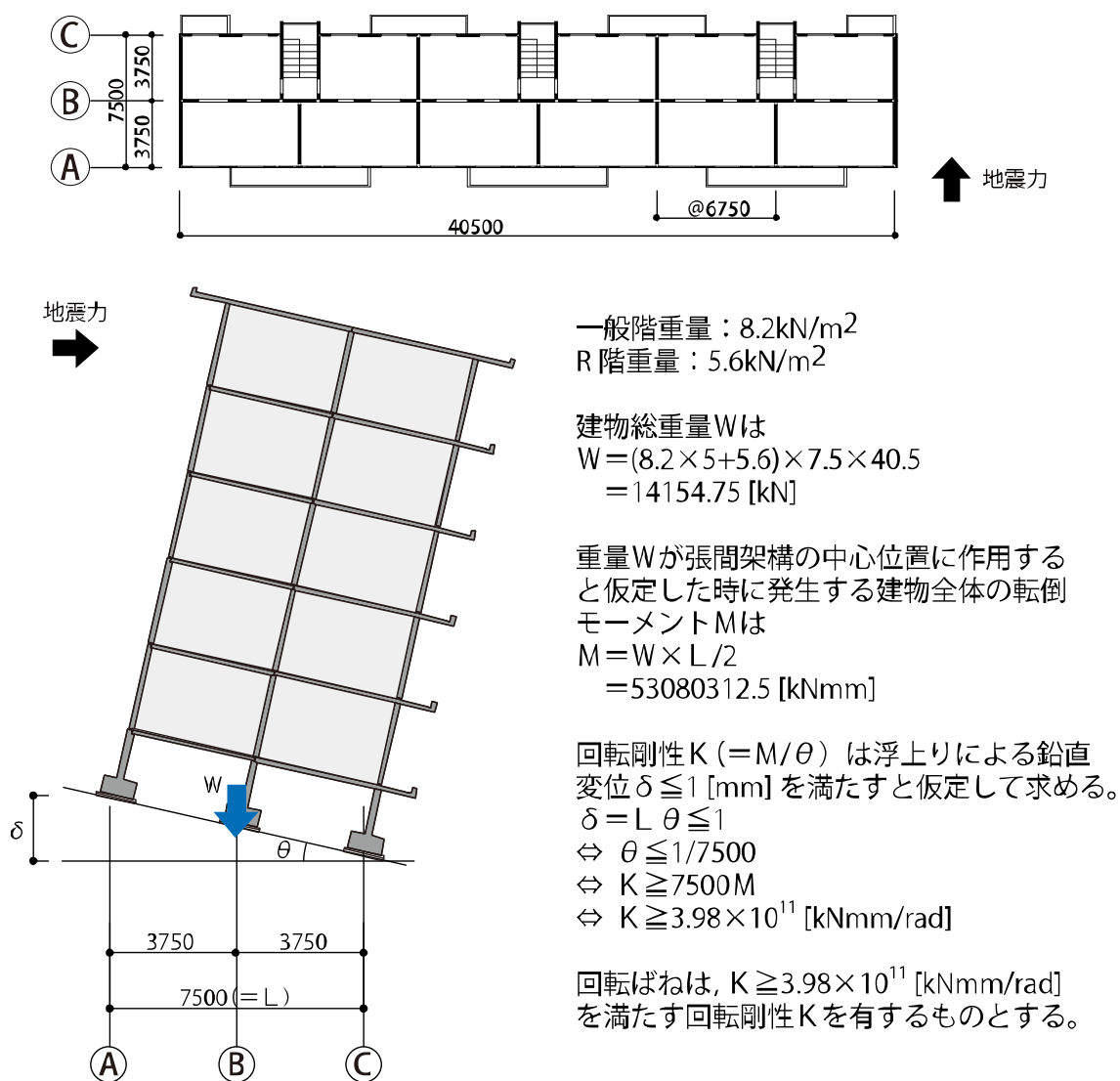


図 6.4 回転ばね剛性の概算

6.2 解析結果と考察

前節で示した浮上り検討モデルを用いて、静的増分解析を行った。浮上り検討モデルと基本モデルとを比較する。図 6.5 に±Y 方向載荷時の各解析モデルの荷重-変形関係を示す。浮上り検討モデルは1階層せん断力係数 C_{Q1} が 0.54 (+Y 方向), 0.57 (-Y 方向) に到達後、変形のみが進行する挙動を示した。この時の変形角は 0.095% (+Y 方向), 0.102% (-Y 方向) であった。基本モデルの保有水平耐力時 C_{Q1} が 0.64 (+Y 方向), 0.65 (-Y 方向) であったのに対し、浮上り検討モデルではこれに達する前に耐力の上昇が止まったことから、この時点で基礎の浮上りが発生すると考えられる。このことから、浮上り検討モデルは建物の転倒が崩壊形となり、これにより保有水平耐力が決定する。基本モデルに対して、保有水平耐力時 C_{Q1} は 16% (+Y 方向), 12% (-Y 方向) 程度耐力低下した。

図 6.6 に浮上り検討モデルの+Y 方向載荷時の変形角 0.095%時（保有水平耐力時）および 1.0%時、また、-Y 方向載荷時の変形角 0.102%時（保有水平耐力時）および 1.0%時の崩壊形を示し、建物の損傷の様子を確認する。保有水平耐力に至る前は地上部の各接合部ばねの損傷が進行し、保有水平耐力時には接合部ばねや境界梁が降伏したものはあったが、破断に至ったものはなかった。その後は各ばねの損傷は止まったまま、変形のみが進行していき、変形角 1.0%時には建物が基礎ごと浮上っていることが確認できた。

開口新設によって耐力は低下するが、建物の転倒で保有水平耐力が決まるため、+Y 方向で 16%、-Y 方向で 12%まで耐力低下する開口新設であれば、それが保有水平耐力に与える影響はないと言える。このことから、開口新設の自由度が大きくなったとも考えられる。

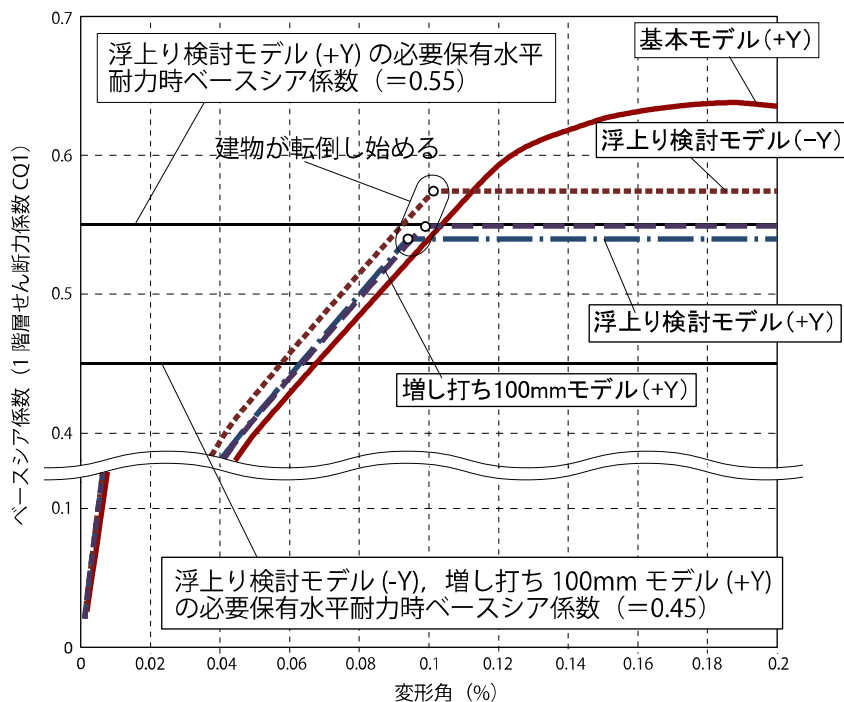


図 6.5 浮上り検討モデル（±Y）荷重-変形関係

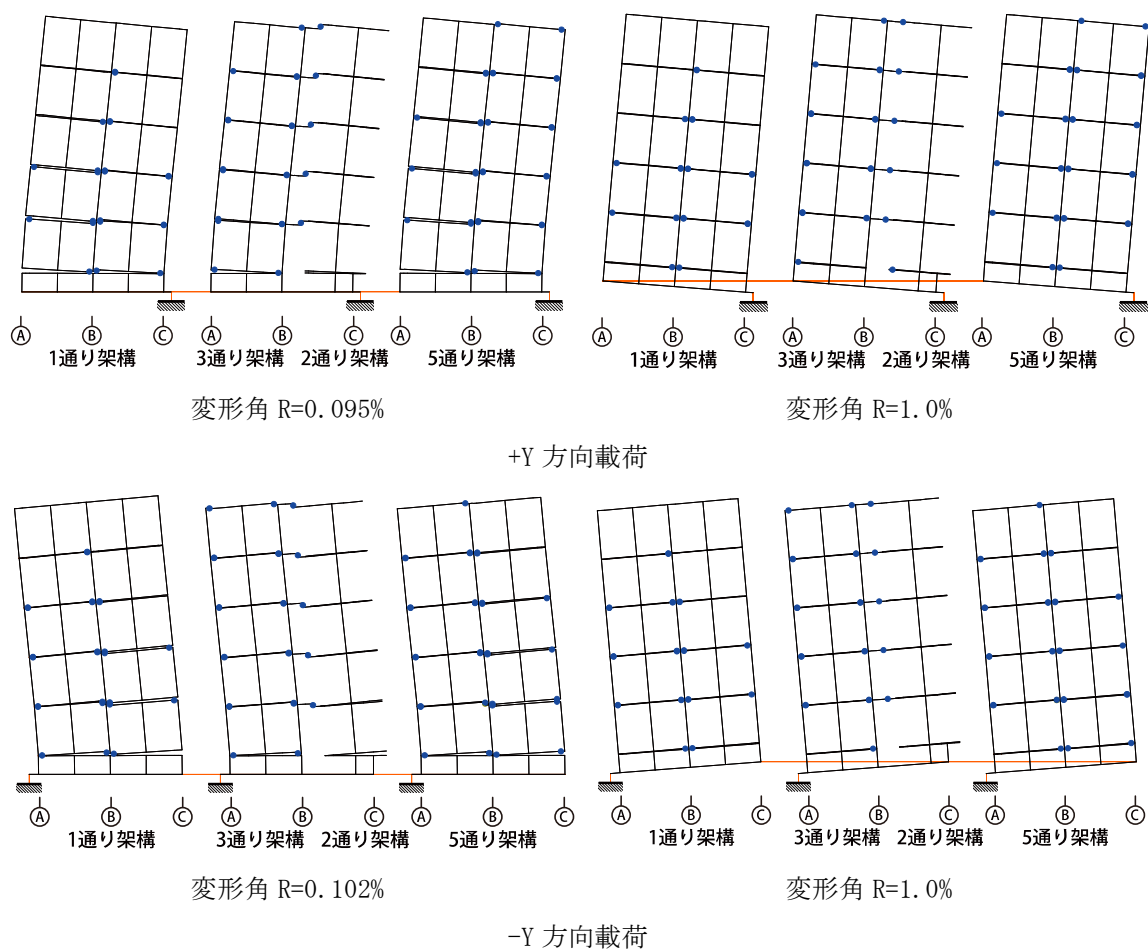


図 6.6 浮上り検討モデル (±Y) の損傷の様子

6.3 必要保有水平耐力との比較

浮上り検討モデルは建物の転倒により保有水平耐力が決定し、基本モデルに比べて 16% (+Y 方向), 12% (-Y 方向) 程度耐力が低下した。そこで、対象建物の目標性能を確認するため、その必要保有水平耐力を算出し、地震時に建物の転倒で決定する保有水平耐力が必要保有水平耐力を満たすか確認する。具体的な検討方法として、建物転倒時（保有水平耐力時）のベースシア係数（1 階層せん断力係数 C_{q1} ）と必要保有水平耐力時のベースシア係数とを比較する。

まず、必要保有水平耐力の算出過程、および下記の 3 つの項（ D_s, F_{es}, Q_{ud} ）の概算について、それぞれ以下に記す。必要保有水平耐力 Q_{un} と D_s 値についての詳細は、浮上り検討に用いた解析モデルにより結果が異なるため、それぞれ記述する。

必要保有水平耐力は下式により算出される。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (1)$$

Q_{un} : 必要保有水平耐力

D_s : D_s 値（構造特性係数）

F_{es} : 形状係数

Q_{ud} : 地震力によって各階に生ずる水平力

$$Q_{ud} = C_i \cdot W_i \quad (2)$$

C_i : 層せん断力係数

W_i : i 階より上の部分の建物重量の和

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (3)$$

Z : 地震地域係数

R_t : 振動特性係数

A_i : 地震層せん断力係数の分布を示す係数

C_o : 標準せん断力係数（ ≥ 0.2 ）

第 6 章 基礎浮上りの検討

Qud の算定のための各項の算出

【Z：地震地域係数】

地震地域係数は地震発生の地域差を考慮する係数で、過去の地震記録による地震規模と発生頻度をもとに 0.7 から 1.0 の範囲で図 6.7 に示すように 4 地域に分類される。対象建物は横浜市に存在するため、 $Z=1.0$ とする。

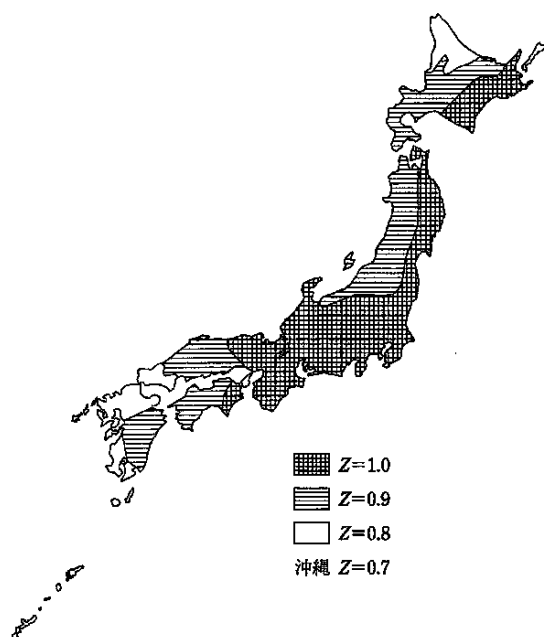


図 6.7 地震地域係数 Z の分類

【Co：標準せん断力係数】

標準せん断力係数はベースシア係数とも呼ばれ、建築物が受ける総地震力を総重量で除した値であり、地上最下階の層せん断力係数でもある。一次設計用として 0.2 以上とすることが定められ、二次設計時のルート 3 で用いられる必要保有水平耐力の算定においては 1.0 以上とする。ここでは、 $Co=1.0$ とする。

【Rt：振動特性係数】

振動特性係数は建物の固有周期の違い，地盤特性の違いによる影響を考慮する係数である。建物の固有周期が長いほど加速度応答倍率（建物に生じる加速度の地動加速度に対する比）は小さい。Rt は，設計用 1 次固有周期 T，および基礎の底部の直下の地盤種別に応じた数値 Tc による下式により算出した。

$$\textcircled{1} \quad R_t = 1 \quad (T < T_c) \quad (4)-\textcircled{1}$$

$$\textcircled{2} \quad R_t = 1 - 0.2(T/T_c - 1)^2 \quad (T_c \leq T < 2T_c) \quad (4)-\textcircled{2}$$

$$\textcircled{3} \quad R_t = 1.6T_c/T \quad (2T_c \leq T) \quad (4)-\textcircled{3}$$

T：設計用 1 次固有周期

Tc：基礎の底部の直下の地盤種別に応じた数値（表 6.4）

表 6.4 地盤種別による Tc の数値

地盤種別	該当する地盤	地盤の卓越周期	T c
第 1 種地盤	岩盤，硬質砂れき層，その他第 3 紀以前の地層	0.2 秒以下	0.4 秒
第 2 種地盤	第 1 種および第 3 種以外	0.2 秒超から 0.75 秒	0.6 秒
第 3 種地盤	腐植土，泥土，その他これに類する沖積層で層厚 30m 以上のもの，厚さ 3m 以上の埋立地で埋立てから 30 年を経過していないもの	0.75 秒を超えるもの	0.8 秒

対象建物の地盤種別を第 2 種地盤と仮定する（Tc=0.6）が，いずれにせよ後述する T が第 1 種地盤の Tc よりも小さくなるため，どの地盤に対しても同じ結果になる。

ここで，T は下式により算出する。

$$T = h(0.02 + 0.01\alpha) \quad (5)$$

h：建築物の高さ（地盤面から構造躯体までの最高高さ）[m]

α：建築高さの内鉄骨部分の高さの比

対象建物の高さ h=14[m]であり，建物に鉄骨は使用されていないことから，α=0 とする。これより，T=0.28（< Tc=0.6）であるため，Rt は①の Rt=1 を用いる。

第 6 章 基礎浮上りの検討

【 A_i : 地震層せん断力係数の分布を示す係数】

地震層せん断力分布係数は層せん断力係数を高さ方向に割り増す割合を与える係数で、1 階の層せん断力係数に対する比率で与えられている。すなわち、各階の加速度の応答倍率を 1 階の応答倍率で除した値に相当する。

ここでは、下式を使用する。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i} - \alpha_i} \right) \cdot \frac{2T}{1 + 3T} \quad (6)$$

α_i : i 階より上の部分の建物重量と地上部分の建物重量の比

T : 設計用 1 次固有周期

$$\alpha_i = W_i / W \quad (7)$$

W_i : i 階より上の部分の建物重量の和

W : 地上部分の建物全重量

各重量については、表 6.5 および表 6.6 に示すとおりであり、表 6.5 において算出した各重量は既往研究に準じる。

表 6.5 建物重量

	床重量	壁重量	合計 (kN)
R 階	1448	780	2228
一般階	1391	1489	2880

表 6.6 各階の A_i

階	各階重量 (kN)	W_i (kN)	α_i	A_i
R	2228	—	—	—
5	2880	2228	0.162	1.71
4	2880	5108	0.372	1.39
3	2880	7988	0.581	1.22
2	2880	10868	0.791	1.10
1	—	13748	1.000	1.00

これより、各階の A_i の算出値は表 6.6 に示す通りである。

Fes（形状係数）の算定

形状係数Fesは、剛性率に応じて定まる数値Fsと偏心率に応じて定まる数値Feの積で求まる。剛性率と偏心率については以下に示すように算出する。

【偏心率】

偏心率は一般に下式により算出される。

$$Re = e / \gamma_e \quad (8)$$

Re：各階の偏心率

e：各階の重心と剛心の偏心距離

γ_e ：各階の弾力半径

検討対象建物において、張間方向・桁行方向ともに中心線に対してほぼ対称の平面プランであるため、重心と剛心の位置はほとんどずれていないと考えられる。このため、建物のねじり剛性と壁の有効長さにより算出される弾力半径に対して、偏心距離は0に限りなく近づき、同時に偏心率も同様に小さくなる。

これより、各階の偏心率 $Re \rightarrow 0$ とする。

第 6 章 基礎浮上りの検討

【剛性率】

剛性率 R_s は下式により算出される。

$$R_s = \gamma_s / \overline{\gamma_s} \tag{9}$$

R_s : 各階の剛性率

γ_s : 各階の層間変形角の逆数

$\overline{\gamma_s}$: γ_s の相加平均

$$\gamma_s = h_i / \delta_i \tag{10}$$

h_i : i 階の階高 [m]

δ_i : i 階の層間変位 [m]

各階の階高 h_i , 層間変位 δ_i , 層間変形角, 層間変形角の逆数 γ_s , 剛性率 R_s を算出した表 6.7 を示す。層間変形角は層間変位を階高で除して算出した。ここで, 層間変位は対象建物の無開口の場合の張間方向の解析モデルの解析結果から引用した。また, 5 階建の対象建物の $\overline{\gamma_s} = 8434$ となった。

表 6.7 各階剛性率

	階高 h_i	層間変位 δ_i	層間変形角	γ_s	剛性率 R_s
5 階	2.6	0.000273	0.000105	9524	1.129
4 階	2.6	0.000308	0.000118	8442	1.001
3 階	2.6	0.000329	0.000127	7903	0.937
2 階	2.6	0.000322	0.000124	8075	0.957
1 階	2.6	0.000316	0.000122	8228	0.976

これより, 各階の各階の剛性率 R_s の算出値は表 6.7 に示すとおりである。

【Fes：形状係数】

形状係数 Fes は下式により算出される。

$$Fes = Fe \cdot Fs \tag{11}$$

Fs：形状係数

Fs：剛性率に応じて定まる数値

Fe：偏心率に応じて定まる数値

表 6.8、表 6.9 に示すように、上記した剛性率と偏心率から Fs と Fe を決定する。各階の剛性率は全て $Rs \geq 0.6$ であるため、 $Fs=1$ となる。また、各階の偏心率は全て $Re \leq 0.15$ であるため、 $Fe=1$ となる。決定した Fs と Fe および Fes を表 6.10 に示す。

表 6.8 Fs の決定

剛性率	Fs
$0.6 \leq Rs$	1
$Rs < 0.6$	$2.0 - Rs/0.6$

表 6.9 Fe の決定

偏心率	Fe
$Re \leq 0.15$	1
$0.15 < Re < 0.3$	直線補間
$0.3 \leq Re$	1.5

表 6.10 各階形状係数

	Fs	Fe	Fes
5 階	1	1	1
4 階	1	1	1
3 階	1	1	1
2 階	1	1	1
1 階	1	1	1

第6章 基礎浮上りの検討

Ds 値（構造特性係数）の算定

浮上り検討モデルに加えて、後述する壁を 100mm 増し打ちした場合の浮上り検討モデル(以下、「増し打ち 100mm モデル」と呼ぶ)を含めて Ds 値を算定する。

壁式構造の場合、表 6.11 のように耐力壁を区分し、それぞれの耐力壁の種別に応じて Ds 値を定める。

表 6.11 耐力壁種別区分

耐力壁の区分			耐力壁 の種別		Ds 値
部材	耐力壁	耐力壁			
条件	破壊の形式	$\tau u/F_c$ の数値			
	せん断破壊その他の構造耐力上	0.1 以下	WA	⇒	0.45
	支障のある急激な耐力の低下のおそ	0.125 以下	WB	⇒	0.5
	れのある破壊を生じないこと	0.15 以下	WC	⇒	0.55
	WA, WB 又は WC, のいずれにも該当しない場合		WD	⇒	0.55

τu : Ds を算定しようとする階が崩壊形に達する場合（保有水平耐力時）の耐震壁の断面に生ずる平均せん断応力度 [N/mm²]

F_c : コンクリートの設計基準強度 [N/mm²] ここでは、 $F_c=27$ とする。

各解析モデルに対して、対象建物の各耐震壁の $\tau u/F_c$ とそれによる耐震壁の種別、および層としての種別とそれによる Ds 値を以下の表 6.12-6.14 に示す。層としての種別判定については、脆性破壊する WD の部材が存在する場合は層としても WD とする。一方で、WD 部材が存在しない層においては WA, WB, WC の比率で最も大きいものをその層の種別とする。Ds 値を算出する解析モデルは ±Y 方向載荷時の浮上り検討モデルおよび +Y 方向載荷時の増し打ち 100mm モデルとする。

表 6.12 浮上り検討モデル (+Y) の Ds 値

耐震壁の種別

階	1 通りフレーム		3 通りフレーム		5 通りフレーム	
	A-B 間	B-C 間	A-B 間 (3 通り)	B-C 間 (2 通り)	A-B 間	B-C 間
5	0.006 WA	0.006 WA	0.043 WA	0.032 WA	0.023 WA	0.023 WA
4	0.023 WA	0.025 WA	0.052 WA	0.068 WA	0.037 WA	0.040 WA
3	0.035 WA	0.038 WA	0.059 WA	0.105 WB	0.050 WA	0.054 WA
2	0.037 WA	0.040 WA	0.071 WA	0.166 WD	0.055 WA	0.058 WA
1	0.044 WA	0.047 WA	0.083 WA	0.201 WD	0.058 WA	0.061 WA

層としての種別

壁	WA 比率 (%)	WB 比率 (%)	WC 比率 (%)	WD 比率 (%)	種別	Ds 値
5 階	100	0	0	0	WA	0.45
4 階	100	0	0	0	WA	0.45
3 階	83	17	0	0	WA	0.45
2 階	83	0	0	17	WD	0.55
1 階	83	0	0	17	WD	0.55

表 6.13 浮上り検討モデル (-Y) の Ds 値

耐震壁の種別

階	1 通りフレーム		3 通りフレーム		5 通りフレーム	
	A-B 間	B-C 間	A-B 間 (3 通り)	B-C 間 (2 通り)	A-B 間	B-C 間
5	0.000 WA	0.002 WA	0.058 WA	0.042 WA	0.021 WA	0.021 WA
4	0.023 WA	0.021 WA	0.091 WA	0.051 WA	0.037 WA	0.035 WA
3	0.040 WA	0.036 WA	0.112 WB	0.057 WA	0.056 WA	0.052 WA
2	0.049 WA	0.045 WA	0.138 WC	0.067 WA	0.070 WA	0.065 WA
1	0.057 WA	0.053 WA	0.136 WC	0.119 WB	0.073 WA	0.069 WA

層としての種別

壁	WA 比率 (%)	WB 比率 (%)	WC 比率 (%)	WD 比率 (%)	種別	Ds 値
5 階	100	0	0	0	WA	0.45
4 階	100	0	0	0	WA	0.45
3 階	83	17	0	0	WA	0.45
2 階	83	0	17	0	WA	0.45
1 階	67	17	17	0	WA	0.45

第6章 基礎浮上りの検討

表 6.14 増し打ち 100mm モデル (+Y) の D_s 値

各耐震壁の τ_u/F_c と種別

階	1 通りフレーム		3 通りフレーム		5 通りフレーム	
	A-B 間	B-C 間	A-B 間 (3 通り)	B-C 間 (2 通り)	A-B 間	B-C 間
5	0.007 WA	0.006 WA	0.026 WA	0.019 WA	0.023 WA	0.024 WA
4	0.023 WA	0.026 WA	0.031 WA	0.041 WA	0.038 WA	0.041 WA
3	0.035 WA	0.039 WA	0.035 WA	0.064 WA	0.051 WA	0.055 WA
2	0.039 WA	0.041 WA	0.047 WA	0.094 WA	0.056 WA	0.059 WA
1	0.043 WA	0.047 WA	0.054 WA	0.123 WB	0.057 WA	0.061 WA

層としての種別

壁	WA 比率 (%)	WB 比率 (%)	WC 比率 (%)	WD 比率 (%)	種別	D_s 値
5 階	100	0	0	0	WA	0.45
4 階	100	0	0	0	WA	0.45
3 階	100	0	0	0	WA	0.45
2 階	100	0	0	0	WA	0.45
1 階	83	17	0	0	WA	0.45

必要保有水平耐力の算定

D_s 値の算定と同様に、浮上り検討モデルに加えて、後述する増し打ち 100mm モデルを含めて必要保有水平耐力を算定する。前述のように算出した、地震地域係数 Z ，振動特性係数 R_t ，地震層せん断力係数の分布を示す係数 A_i ，標準せん断力係数 C_o (≥ 0.2)，層せん断力係数 C_i ($=Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$)， i 階より上の部分の建物重量の和 W_i [kN]，地震力によって各階に生ずる水平力 $Q_{ud}(=C_i \cdot W_i)$ [kN]， D_s 値（構造特性係数），形状係数 F_{es} ($=F_e \cdot F_s$) を用いて必要保有水平耐力を算定し，表 6.15-6.17 に整理する。

表 6.15 浮上り検討モデル (+Y) の必要保有水平耐力

階	Z	R_t	A_i	C_o	C_i	W_i (kN)	Q_{ud} (kN)	D_s	F_{es}	Q_{un} (kN)
5	1.00	1.00	1.71	1.00	1.71	2228	3803	0.45	1.00	1711
4	1.00	1.00	1.39	1.00	1.39	5108	7081	0.45	1.00	3186
3	1.00	1.00	1.22	1.00	1.22	7988	9765	0.45	1.00	4394
2	1.00	1.00	1.10	1.00	1.10	10868	11973	0.45	1.00	5388
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	13748	13748	0.55	1.00	7561
必要保有水平耐力時のベースシア係数：0.55										

表 6.16 浮上り検討モデル (-Y) の必要保有水平耐力

階	Z	R_t	A_i	C_o	C_i	W_i (kN)	Q_{ud} (kN)	D_s	F_{es}	Q_{un} (kN)
5	1.00	1.00	1.71	1.00	1.71	2228	3803	0.45	1.00	1711
4	1.00	1.00	1.39	1.00	1.39	5108	7081	0.45	1.00	3186
3	1.00	1.00	1.22	1.00	1.22	7988	9765	0.45	1.00	4394
2	1.00	1.00	1.10	1.00	1.10	10868	11973	0.45	1.00	5388
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	13748	13748	0.45	1.00	6187
必要保有水平耐力時のベースシア係数：0.45										

表 6.17 増し打ち 100mm モデル (+Y) の必要保有水平耐力

階	Z	R_t	A_i	C_o	C_i	W_i (kN)	Q_{ud} (kN)	D_s	F_{es}	Q_{un} (kN)
5	1.00	1.00	1.71	1.00	1.71	2228	3803	0.45	1.00	1711
4	1.00	1.00	1.39	1.00	1.39	5108	7081	0.45	1.00	3186
3	1.00	1.00	1.22	1.00	1.22	7988	9765	0.45	1.00	4394
2	1.00	1.00	1.10	1.00	1.10	10868	11973	0.45	1.00	5388
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	13748	13748	0.45	1.00	6187
必要保有水平耐力時のベースシア係数：0.45										

必要保有水平耐力との比較

図 6.5 には、後述する増し打ち 100mm モデルも含め、浮上り検討モデルの荷重-変形関係と算出した各解析モデルの必要保有水平耐力時ベースシア係数を示している。-Y 方向載荷時の浮上り検討モデルについては、その保有水平耐力時ベースシア係数 0.57 が必要保有水平耐力時ベースシア係数 0.55 より大きいため、目標耐震性能を満たしていることを確認した。一方、+Y 方向載荷時の浮上り検討モデルについては、その保有水平耐力時ベースシア係数 0.54 が必要保有水平耐力時ベースシア係数 0.55 より小さいため、目標性能は満たされていない。これは、必要保有水平耐力算出の際に用いる D_s 値が大きくなったためであると考えられる。このような場合に対しては耐震壁のせん断耐力を大きくすることが必要であり、 D_s 値算出の過程で脆性破壊すると予想される WD 判定の耐震壁にコンクリートを増し打ちすることが有効と考えられる。これにより、 D_s 値が小さくなり、必要保有水平耐力の低減を図ることにより目標性能を満足させる。そこで、増し打ち厚を 100mm とした場合の解析モデル（増し打ち 100mm モデル）を作成し、浮上り検討モデルで目標性能が満たされなかった +Y 方向載荷時の検討を行った。その結果、増し打ち 100mm モデルの保有水平耐力時ベースシア係数 0.55 が必要保有水平耐力時ベースシア係数 0.45 を上回った。これにより、耐震壁にコンクリートを 100mm 増し打ちすることで、目標性能を満たすことを確認した。

第 7 章 結論

第 7 章 結論

本研究により得られた知見を以下に示す。

- (1) 現存する標準的な WPC 構造集合住宅建物を対象に作成した張間方向の静的増分解析モデルを用いて、新設開口位置による耐震性能への影響を評価した。5 通り架構と 3 通り架構への開口新設で分類して新設開口位置を整理し、無開口の解析モデルに対する最大耐力の変化率から評価した。5・3 通り架構どちらの場合においても、開口数が少ないほど耐力低下が小さく、また、新設開口が下層に集中するほど、特に 1 階に開口新設する場合に大きく耐力低下する傾向が示された。また、5 通り架構において開口数が 3 つ以下かつ低層階に開口を集中させない場合、3 通り架構において開口数 2 つ以下かつ 1 階に開口新設しない場合に対する耐力低下率が 2%以下に抑えられていることを確認した。このように、耐力がほとんど低下しない場合は、補強無しまたは簡易な補強だけで改修することが期待できる。
- (2) 既存建物脚部への簡易な補強を提案し、開口新設により低下した耐震性能の向上を図った。脚部補強を考慮した解析モデルを作成し、その補強効果を定量的に評価した。この補強は施工時における足場の組立や補強部材設置のための床板開口新設の必要がなく、最小範囲で外部からの施工が可能となるため、補強工事における施工性や経済性の向上が期待できる。解析の結果から、6%程度まで耐力上昇する補強効果を確認した。また、開口数の少ない、すなわち耐力低下の小さい開口モデルに対して補強効果が大きい傾向が示された。開口新設による耐力低下率に対して補強による耐力上昇率が大きい開口モデルであれば、脚部補強だけで従前の建物と同等以上の耐力を得る可能性が大きい。無開口で補強前の建物の崩壊形は、+Y 方向荷重では 1 階脚部の接合部の降伏と境界梁のせん断破壊を伴う鉛直接合部のせん断（ずれ）破壊、-Y 方向荷重では 1 階脚部の接合部の降伏と鉛直接合部のせん断（ずれ）破壊であったが、補強を行ったことによりこれらの建物の損傷に加えて、+Y 方向荷重で A 通りの 1 階耐震壁に位置する JQ ばねの破断、-Y 方向荷重では 2 通り架構全体の浮上りが抑えられた代わりに境界梁のせん断破壊が比較的顕著に現れた。
- (3) 対象建物の基礎からの転倒を検討するため、基礎の浮上りを考慮した建物の耐震性能を評価するための解析モデルを作成した。解析の結果、基礎の浮上りによる建物の転倒が崩壊形となり、これにより保有水平耐力が決定することを確認した。基礎の浮上り発生時の浮上り検討モデルの 1 階層せん断力係数 C_{q1} および変形角 R は、+Y 方向で $C_{q1}=0.54$, $R=0.095\%$, -Y 方向で $C_{q1}=0.57$, $R=0.102\%$ であった。浮上り検討モデルは、基礎の浮上りによる転倒を考慮していない基本モデルに対して、+Y 方向で 16%, -Y 方向で 12%程度耐力低下した。この時、接

合部のばねは降伏していたが、破断に至ったものはなかった。開口新設により耐力は低下するが、建物の転倒により保有水平耐力が決まるため、耐力低下が+Y 方向で 16%, -Y 方向で 12%未満の開口モデルであれば、開口新設が保有水平耐力に与える影響はないと言える。このことから、開口新設の自由度が大きくなったと考えられる。

- (4) 建物の基礎から転倒する可能性のある WPC 構造集合住宅建物の目標性能を確認するために、対象建物の必要保有水平耐力を算出し、地震時に建物の転倒で決定する保有水平耐力が必要保有水平耐力を満たすか確認した。必要保有水平耐力時のベースシア係数（1 階層せん断力係数 C_{Q1} ）と建物転倒時のベースシア係数とを比較した結果、目標性能は-Y 方向では満たされていたが、+Y 方向では満たされていなかった。このような場合には、地震時に発生するせん断応力度が大きい耐震壁にコンクリートを増し打ちすることにより、壁のせん断耐力を大きくすることが有効と考えられる。対象建物では 100mm 増し打ちすれば目標性能を満たすことを確認した。

参考文献

- 1) 和田芳宏, 見波進, 北山和宏, 高木次郎: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐震壁における新設開口補強効果の実験的研究, コンクリート工学会年次報告集 Vol. 32, No. 2, pp1075-1080, 2010.
- 2) 高木次郎, 北山和宏, 見波進: 新設開口補強を伴う既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐震壁の数値解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 663 号, pp1015-1024, 2011. 5
- 3) 高木次郎, 下錦田聡志, 北山和宏, 見波進: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の静的解析モデルの構築, 耐震壁に新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 671 号, pp113-120, 2012. 1
- 4) 下錦田聡志, 高木次郎, 見波進, 北山和宏: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の解析モデルの改良と比較分析, 耐震壁に新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価 その 2, 日本建築学会構造系論文集, 第 680 号, pp1589-1598, 2012. 10
- 5) 高木次郎, 大関修平, 中橋芳貴: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅の鉛直接合部のせん断ばねモデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 693 号, pp2009-2017, 2013. 11
- 6) 中橋芳貴, 高木次郎: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の桁行方向の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 701 号 pp1037-1046, 2014. 7
- 7) 日本建築防災協会: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針, 第 2 版 3 刷, 2008.
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.
- 9) 日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説, 1984
- 10) Midas GEN Ver. 800, MIDAS Information Technology Co., LTD.

謝辞

本研究に際して、多くの方のご指導やご助言、ご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

高木先生には、研究を進めていく上での道標の提案や的確なご指摘を頂いただけでなく、資料作成方法から発表の仕方、研究に取り組む姿勢など、研究そのものに関係ないところまで多くのご意見、ご指導をして頂きました。心より深く感謝申し上げます。時には辛くもやりがいのある研究活動を通して得たことを心に刻み、今後とも建築に携わっていく社会人として頑張ろうと思います。ありがとうございました。

研究室の先輩方、同期、後輩にも非常に感謝しています。特に WPC を共に研究してきた、中橋芳貴さんをはじめ、臼井亮君、野仲論君にはたいへんお世話になりました。研究の協力だけでなく、就職活動が長引き、研究に携わる時間がない中で、後輩の指導をしっかりと務めてくれた臼井君、物事の飲み込みが早く、解析作業をそつなくこなす野仲君たちに助けられたことは非常に多く、私にとっては頼もしい存在となっていました。本年度の研究を 2 人と共にできたおかげで、幾度とも立ちほだかる壁を乗り越えることができたと感じています。ありがとうございました。また、研究室の諸先輩方、後輩たちと共に過ごした時間は、いつも活気に満ちていて、退屈することがありませんでした。そのおかげで笑いと緊張の絶えない楽しい研究室生活を送ることができました。ありがとうございました。同期の清水遼君、浅沼恵さん、忠明浅見君とは共に切磋琢磨し、多くの苦楽を一緒に過ごしてきました。特に清水君においては、深夜遅くまでお互いを励まし合い、疲れた時には建築学域の同期からもらったすあまを口にすることで幾度の困難を共に乗り越えてきました。同期が君たちでよかった。ありがとう。

本研究に携わって 3 年という短い期間でしたが、多くの知識や経験を得ることができました。社会への貢献度が非常に大きい本研究において、本論文が少しでも役に立つことができれば幸いです。研究を引き継いでいく後輩たちには、初の実改修に向けて、WPC の研究意義を感じながら、日々精進していつてもらいたいです。これからは研究室の OB として見守っています。頑張りましょう。

最後に、本研究を通して関わった全ての方々への感謝の意と今後のご活躍、ご多幸を心からお祈りしております。そして、陰ながらいつも優しく応援し、大学院まで進学させてくれた両親に感謝の意を示し結びとします。本当にありがとうございました。

2015 年 2 月 9 日